

# Norma Portuguesa

---

**NP**  
**EN 1992-1-1**  
**2010**

## **Eurocódigo 2 – Projecto de estruturas de betão** **Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios**

Eurocode 2 – Calcul des structures en béton  
Partie 1-1: Règles générales et règles pour les bâtiments

Eurocode 2 – Design of concrete structures  
Part 1-1: General rules and rules for buildings

**ICS**  
91.010.30; 91.080.40

**DESCRIPTOR**  
Eurocódigo; betões; estruturas de betão; edifícios; materiais de construção; cálculos matemáticos; betão armado; betão pré-esforçado; segurança; agregados; armaduras(construção civil); projecto estrutural; construção civil

**CORRESPONDÊNCIA**  
Versão portuguesa da EN 1992-1-1:2004 + AC:2008

**HOMOLOGAÇÃO**  
Termo de Homologação n.º 27/2010, de 2010-02-11  
A presente Norma resulta da revisão da  
NP ENV 1992-1-1:1998


**ELABORAÇÃO**  
CT 115 (LNEC)

**EDIÇÃO**  
Março de 2010

**CÓDIGO DE PREÇO**  
XEC066

© IPQ reprodução proibida

---

Instituto Português da  Qualidade

Rua António Gião, 2  
2829-513 CAPARICA PORTUGAL

Tel. + 351-212 948 100 Fax + 351-212 948 101  
E-mail: ipq@mail.ipq.pt Internet: www.ipq.pt

## **Preâmbulo nacional**

À Norma Europeia EN 1992-1-1:2004, foi dado estatuto de Norma Portuguesa em 2005-08-16 (Termo de Adopção nº 1156/2005, de 2005-08-16).

A presente Norma substitui a NP ENV 1992-1-1:1998 e constitui a versão portuguesa da EN 1992-1-1:2004 + AC:2008, a qual faz parte de um conjunto de normas integrantes do Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão.

Esta Norma constitui a Parte 1-1 do Eurocódigo 2 e diz respeito às regras gerais a adoptar no projecto de edifícios e de outras obras de engenharia civil de betão. Nas restantes Partes do mesmo Eurocódigo são tratadas as regras complementares a adoptar no projecto de certos tipos de estruturas, nomeadamente pontes, silos e reservatórios, bem como na verificação da resistência ao fogo das estruturas de betão.

A aplicação desta Norma em Portugal deve obedecer às disposições constantes do respectivo Anexo Nacional NA, que dela faz parte integrante. Neste Anexo são nomeadamente concretizadas as prescrições explicitamente deixadas em aberto no corpo do Eurocódigo para escolha nacional, denominadas Parâmetros Determinados a nível Nacional (NDP).

**ICS:** 91.010.30; 91.080.40

Substitui as ENV 1992-1-1:1991, ENV 1992-1-3:1994, ENV 1992-1-4:1994,  
ENV 1992-1-5:1994, ENV 1992-1-6:1994 e ENV 1992-3:1998

**Versão portuguesa**

Eurocódigo 2 – Projecto de estruturas de betão  
Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios

Eurocode 2 – Bemessung und  
konstruktion von Stahlbeton-  
und Spannbetontragwerken  
Teil 1-1: Allgemeine  
Bemessungsregeln und Regeln  
für den Hochbau

Eurocode 2 – Calcul des  
structures en béton  
Partie 1-1: Règles générales et  
règles pour les bâtiments

Eurocode 2 – Design of  
concrete structures  
Part 1-1: General rules and  
rules for buildings

A presente Norma é a versão portuguesa da Norma Europeia EN 1992-1-1:2004 + AC:2008 e tem o mesmo estatuto que as versões oficiais. A tradução é da responsabilidade do Instituto Português da Qualidade. Esta Norma Europeia e a sua Errata foram ratificadas pelo CEN em 2004-04-16 e 2008-01-16, respectivamente.

Os membros do CEN são obrigados a submeter-se ao Regulamento Interno do CEN/CENELEC que define as condições de adopção desta Norma Europeia, como norma nacional, sem qualquer modificação.

Podem ser obtidas listas actualizadas e referências bibliográficas relativas às normas nacionais correspondentes junto do Secretariado Central ou de qualquer dos membros do CEN.

A presente Norma Europeia existe nas três versões oficiais (alemão, francês e inglês). Uma versão noutra língua, obtida pela tradução, sob responsabilidade de um membro do CEN, para a sua língua nacional, e notificada ao Secretariado Central, tem o mesmo estatuto que as versões oficiais.

Os membros do CEN são os organismos nacionais de normalização dos seguintes países: Alemanha, Áustria, Bélgica, Chipre, Dinamarca, Eslováquia, Eslovénia, Espanha, Estónia, Finlândia, França, Grécia, Hungria, Irlanda, Islândia, Itália, Letónia, Lituânia, Luxemburgo, Malta, Noruega, Países Baixos, Polónia, Portugal, Reino Unido, República Checa, Suécia e Suíça.

**CEN**

Comité Européen de Normalization  
Europäisches Komitee für Normung  
Comité Européen de Normalisation  
European Committee for Standardization

**Secretariado Central: Avenue Marnix 17, B-1000 Bruxelas**

Sumário	Página
<b>Preâmbulo nacional</b> .....	<b>2</b>
<b>Preâmbulo</b> .....	<b>15</b>
Antecedentes do programa dos Eurocódigos.....	15
Estatuto e campo de aplicação dos Eurocódigos .....	16
Normas nacionais de implementação dos Eurocódigos.....	17
Ligações entre os Eurocódigos e as especificações técnicas harmonizadas (EN e ETA) relativas aos produtos.....	17
Informações adicionais específicas da EN 1992-1-1 .....	17
Anexo Nacional da EN 1992-1-1 .....	18
<b>1 Generalidades</b> .....	<b>20</b>
1.1 Objectivo e campo de aplicação .....	20
1.1.1 Objectivo e campo de aplicação do Eurocódigo 2.....	20
1.1.2 Objectivo e campo de aplicação da Parte 1-1 do Eurocódigo 2 .....	20
1.2 Referências normativas.....	21
1.2.1 Normas gerais de referência .....	21
1.2.2 Outras normas de referência .....	21
1.3 Pressupostos.....	22
1.4 Distinção entre Princípios e Regras de Aplicação.....	22
1.5 Termos e definições.....	22
1.5.1 Generalidades .....	22
1.5.2 Termos e definições adicionais utilizados na presente Norma .....	22
1.6 Símbolos .....	23
<b>2 Bases para o projecto</b> .....	<b>27</b>
2.1 Requisitos .....	27
2.1.1 Requisitos gerais.....	27
2.1.2 Gestão da fiabilidade .....	28
2.1.3 Tempo de vida útil de projecto, durabilidade e gestão da qualidade .....	28
2.2 Princípios para o cálculo em relação aos estados limites .....	28
2.3 Variáveis básicas .....	28
2.3.1 Acções e influências ambientais.....	28
2.3.2 Propriedades dos materiais e dos produtos.....	29
2.3.3 Deformações do betão .....	30
2.3.4 Grandezas geométricas .....	30

---

2.4 Verificação pelo método dos coeficientes parciais .....	30
2.4.1 Generalidades .....	30
2.4.2 Valores de cálculo .....	31
2.4.3 Combinações de acções.....	32
2.4.4 Verificação do equilíbrio estático - EQU .....	32
2.5 Projecto com apoio experimental .....	32
2.6 Requisitos suplementares para as fundações.....	33
2.7 Requisitos para elementos de fixação.....	33
<b>3 Materiais .....</b>	<b>33</b>
3.1 Betão.....	33
3.1.1 Generalidades .....	33
3.1.2 Resistência.....	34
3.1.3 Deformação elástica .....	35
3.1.4 Fluência e retracção.....	37
3.1.5 Relação tensões-extensões para a análise estrutural não linear.....	41
3.1.6 Valores de cálculo das tensões de rotura à compressão e à tracção .....	42
3.1.7 Relações tensões-extensões para o cálculo de secções transversais.....	43
3.1.8 Tensão de rotura à tracção por flexão.....	45
3.1.9 Betão cintado.....	45
3.2 Aço para betão armado.....	46
3.2.1 Generalidades .....	46
3.2.2 Propriedades .....	46
3.2.3 Resistência.....	47
3.2.4 Características de ductilidade .....	47
3.2.5 Soldadura.....	48
3.2.6 Fadiga .....	49
3.2.7 Hipóteses de cálculo.....	49
3.3 Aço de pré-esforço .....	50
3.3.1 Generalidades .....	50
3.3.2 Propriedades .....	50
3.3.3 Resistência.....	52
3.3.4 Características de ductilidade .....	53
3.3.5 Fadiga .....	53
3.3.6 Hipóteses de cálculo.....	53

---

3.3.7 Armaduras de pré-esforço em bainhas .....	54
3.4 Dispositivos de pré-esforço .....	54
3.4.1 Ancoragens e acopladores .....	54
3.4.2 Armaduras de pré-esforço exteriores não aderentes .....	55
<b>4 Durabilidade e recobrimento das armaduras .....</b>	<b>55</b>
4.1 Generalidades .....	55
4.2 Condições ambientais .....	56
4.3 Requisitos de durabilidade.....	58
4.4 Métodos de verificação.....	58
4.4.1 Recobrimento das armaduras.....	58
<b>5 Análise estrutural .....</b>	<b>63</b>
5.1 Generalidades .....	63
5.1.1 Requisitos gerais.....	63
5.1.2 Requisitos especiais para as fundações.....	63
5.1.3 Casos de carga e combinações de acções .....	64
5.1.4 Efeitos de segunda ordem.....	64
5.2 Imperfeições geométricas .....	64
5.3 Idealização da estrutura .....	67
5.3.1 Modelos estruturais para a análise global .....	67
5.3.2 Grandezas geométricas .....	68
5.4 Análise elástica linear .....	71
5.5 Análise elástica linear com redistribuição limitada .....	71
5.6 Análise plástica.....	72
5.6.1 Generalidades .....	72
5.6.2 Análise plástica para vigas, pórticos e lajes.....	72
5.6.3 Capacidade de rotação .....	73
5.6.4 Análise com modelos de escoras e tirantes.....	74
5.7 Análise não linear .....	75
5.8 Análise dos efeitos de segunda ordem na presença de esforço normal .....	75
5.8.1 Definições.....	75
5.8.2 Generalidades .....	76
5.8.3 Critérios simplificados para efeitos de segunda ordem .....	76
5.8.4 Fluência .....	79
5.8.5 Métodos de análise .....	80

---

5.8.6 Método geral .....	80
5.8.7 Método baseado numa rigidez nominal.....	81
5.8.8 Método baseado numa curvatura nominal.....	83
5.8.9 Flexão desviada .....	85
5.9 Instabilidade lateral de vigas esbeltas.....	87
5.10 Elementos e estruturas pré-esforçados .....	87
5.10.1 Generalidades .....	87
5.10.2 Força de pré-esforço durante a aplicação .....	88
5.10.3 Força de pré-esforço.....	89
5.10.4 Perdas instantâneas de pré-esforço no caso do pré-esforço por pré-tensão.....	90
5.10.5 Perdas instantâneas de pré-esforço no caso do pré-esforço por pós-tensão .....	90
5.10.6 Perdas diferidas de pré-esforço nos casos da pré-tensão e da pós-tensão .....	91
5.10.7 Consideração do pré-esforço na análise .....	92
5.10.8 Efeitos do pré-esforço no estado limite último.....	93
5.10.9 Efeitos do pré-esforço no estado limite de utilização e no estado limite de fadiga.....	93
5.11 Análise para alguns elementos estruturais particulares .....	93
<b>6 Estados limites últimos.....</b>	<b>94</b>
6.1 Flexão simples e flexão composta.....	94
6.2 Esforço transversal .....	95
6.2.1 Método geral de verificação .....	95
6.2.2 Elementos para os quais não é requerida armadura de esforço transversal.....	96
6.2.3 Elementos para os quais é requerida armadura de esforço transversal.....	99
6.2.4 Corte na ligação da alma aos banzos.....	102
6.2.5 Esforço longitudinal nas juntas de betonagem em diferentes datas .....	104
6.3 Torção.....	106
6.3.1 Generalidades .....	106
6.3.2 Método de cálculo .....	107
6.3.3 Torção com empenamento .....	109
6.4 Punçoamento .....	109
6.4.1 Generalidades .....	109
6.4.2 Distribuição das acções e primeiro perímetro de controlo .....	111
6.4.3 Verificação da resistência ao punçoamento .....	114
6.4.4 Resistência ao punçoamento de lajes e de sapatas de pilares sem armaduras de punçoamento .....	118

---

6.4.5 Resistência ao punçoamento de lajes e sapatas de pilares com armaduras de punçoamento .....	119
6.5 Projecto com modelos de escoras e tirantes .....	121
6.5.1 Generalidades .....	121
6.5.2 Escoras .....	121
6.5.3 Tirantes .....	122
6.5.4 Nós .....	123
6.6 Ancoragens e sobreposições .....	126
6.7 Áreas sujeitas a forças concentradas .....	126
6.8 Fadiga .....	127
6.8.1 Condições de verificação .....	127
6.8.2 Esforços e tensões para a verificação à fadiga .....	127
6.8.3 Combinação de acções .....	128
6.8.4 Método de verificação para as armaduras para betão armado e para as armaduras de pré-esforço .....	129
6.8.5 Verificação pela variação de tensão equivalente em relação ao dano .....	131
6.8.6 Outras verificações .....	131
6.8.7 Verificação do betão sujeito a um esforço de compressão ou a um esforço transversal .....	132
<b>7 Estados limites de utilização (SLS) .....</b>	<b>133</b>
7.1 Generalidades .....	133
7.2 Limitação das tensões .....	134
7.3 Controlo da fendilhação .....	134
7.3.1 Generalidades .....	134
7.3.2 Armaduras mínimas .....	135
7.3.3 Controlo da fendilhação sem cálculo directo .....	138
7.3.4 Cálculo da largura de fendas .....	140
7.4 Controlo da deformação .....	143
7.4.1 Generalidades .....	143
7.4.2 Casos em que o cálculo poderá ser dispensado .....	144
7.4.3 Verificação das flechas por meio de cálculo .....	146
<b>8 Disposições construtivas relativas a armaduras para betão armado e de pré-esforço – Generalidades .....</b>	<b>148</b>
8.1 Generalidades .....	148
8.2 Distância entre varões .....	148
8.3 Diâmetros admissíveis dos mandris para varões dobrados .....	148
8.4 Amarração de armaduras longitudinais .....	150



---

8.4.1 Generalidades .....	150
8.4.2 Tensão de rotura da aderência .....	151
8.4.3 Comprimento de amarração de referência.....	152
8.4.4 Comprimento de amarração de cálculo .....	152
8.5 Amarração de cintas e de armaduras de esforço transverso .....	155
8.6 Amarração por meio de varões soldados.....	155
8.7 Sobreposições e acopladores .....	157
8.7.1 Generalidades .....	157
8.7.2 Sobreposições.....	157
8.7.3 Comprimento de sobreposição .....	158
8.7.4 Armadura transversal numa zona de sobreposições.....	159
8.7.5 Sobreposições de redes electrossoldadas de fios de alta aderência .....	160
8.8 Regras adicionais para varões de grande diâmetro.....	162
8.9 Agrupamento de varões.....	163
8.9.1 Generalidades .....	163
8.9.2 Amarração de agrupamentos de varões.....	163
8.9.3 Sobreposição de agrupamentos de varões .....	164
8.10 Armaduras de pré-esforço .....	164
8.10.1 Disposição das armaduras de pré-esforço e das bainhas .....	164
8.10.2 Amarração de armaduras pré-tensionadas.....	166
8.10.3 Zonas de amarração de elementos pós-tensionados .....	169
8.10.4 Ancoragens e acopladores para armaduras de pré-esforço.....	170
8.10.5 Desviadores .....	170
<b>9 Disposições construtivas relativas a elementos e regras particulares .....</b>	<b>171</b>
9.1 Generalidades .....	171
9.2 Vigas.....	171
9.2.1 Armaduras longitudinais .....	171
9.2.2 Armaduras de esforço transverso .....	175
9.2.3 Armaduras de torção .....	176
9.2.4 Armaduras de pele.....	177
9.2.5 Apoios indirectos.....	177
9.3 Lajes maciças .....	177
9.3.1 Armaduras de flexão .....	177
9.3.2 Armaduras de esforço transverso .....	179

---

9.4 Lajes fungiformes .....	179
9.4.1 Laje na zona de pilares interiores .....	179
9.4.2 Laje na zona de pilares de bordo ou de canto .....	179
9.4.3 Armaduras de punçoamento .....	180
9.5 Pilares .....	182
9.5.1 Generalidades .....	182
9.5.2 Armaduras longitudinais.....	182
9.5.3 Armaduras transversais.....	182
9.6 Paredes.....	183
9.6.1 Generalidades .....	183
9.6.2 Armaduras verticais .....	183
9.6.3 Armaduras horizontais.....	184
9.6.4 Armaduras transversais.....	184
9.7 Vigas-parede .....	184
9.8 Fundações .....	184
9.8.1 Encabeçamentos de estacas .....	184
9.8.2 Sapatas de pilares ou de paredes.....	185
9.8.3 Vigas de equilíbrio.....	187
9.8.4 Sapatas de pilares fundados em rocha .....	187
9.8.5 Estacas moldadas .....	188
9.9 Regiões de descontinuidade de geometria ou de acção .....	189
9.10 Sistemas de cintagem.....	189
9.10.1 Generalidades .....	189
9.10.2 Disposição das cintas .....	189
9.10.3 Continuidade e amarração de cintas .....	192
<b>10 Regras adicionais relativas a elementos e estruturas prefabricados de betão .....</b>	<b>192</b>
10.1 Generalidades .....	192
10.1.1 Terminologia particular utilizada nesta secção.....	192
10.2 Bases para o projecto, requisitos fundamentais .....	193
10.3 Materiais .....	193
10.3.1 Betão.....	193
10.3.2 Aço de pré-esforço.....	194
10.5 Análise estrutural .....	194
10.5.1 Generalidades .....	194

---

10.5.2 Perdas de pré-esforço .....	195
10.9 Regras particulares relativas ao projecto e à pormenorização.....	195
10.9.1 Momentos de encastramento nas lajes .....	195
10.9.2 Ligações entre paredes e pavimentos .....	195
10.9.3 Pavimentos .....	196
10.9.4 Ligações e apoios de elementos prefabricados.....	198
10.9.5 Aparelhos de apoio.....	202
10.9.6 Fundações de encaixe.....	205
10.9.7 Sistemas de cintagem .....	206
<b>11 Estruturas de betão leve.....</b>	<b>206</b>
11.1 Generalidades .....	206
11.1.1 Objectivo e campo de aplicação.....	207
11.1.2 Símbolos específicos .....	207
11.2 Bases para o projecto.....	207
11.3 Materiais.....	207
11.3.1 Betão.....	207
11.3.2 Deformação elástica .....	208
11.3.3 Fluência e retracção.....	210
11.3.4 Relações tensões-extensões para análise estrutural não linear .....	210
11.3.5 Valores de cálculo das tensões de rotura à compressão e à tracção .....	210
11.3.6 Relações tensões-extensões para o cálculo de secções.....	210
11.3.7 Betão cintado.....	211
11.4 Durabilidade e recobrimento das armaduras .....	211
11.4.1 Condições ambientais.....	211
11.4.2 Recobrimento das armaduras e propriedades do betão .....	211
11.5 Análise estrutural.....	211
11.5.1 Capacidade de rotação.....	211
11.6 Estados limites últimos.....	211
11.6.1 Elementos que não necessitam de armadura de esforço transverso .....	211
11.6.2 Elementos que necessitam de armadura de esforço transverso .....	212
11.6.3 Torção.....	212
11.6.4 Punçoamento .....	212
11.6.5 Áreas sujeitas a forças concentradas .....	213
11.6.6 Fadiga.....	213

---

11.7 Estados limites de utilização.....	213
11.8 Disposições relativas a armaduras – Generalidades .....	213
11.8.1 Diâmetros admissíveis dos mandris para varões dobrados.....	213
11.8.2 Tensão de rotura da aderência .....	214
11.9 Disposições construtivas e regras particulares.....	214
11.10 Regras adicionais para elementos e estruturas prefabricados de betão.....	214
11.12 Estruturas de betão simples e fracamente armado .....	214
<b>12 Estruturas de betão simples e fracamente armado.....</b>	<b>214</b>
12.1 Generalidades .....	214
12.3 Materiais .....	215
12.3.1 Betão: hipóteses de cálculo complementares.....	215
12.5 Análise estrutural: estados limites últimos .....	215
12.6 Estados limites últimos .....	215
12.6.1 Resistência à flexão e aos esforços normais .....	215
12.6.2 Rotura localizada .....	216
12.6.3 Esforço transversal .....	216
12.6.4 Torção.....	217
12.6.5 Estados limites últimos devidos a deformação estrutural (encurvadura).....	217
12.7 Estados limites de utilização.....	219
12.9 Disposições construtivas e regras particulares.....	220
12.9.1 Elementos estruturais.....	220
12.9.2 Juntas de construção .....	220
12.9.3 Sapatas de fundação contínuas e isoladas.....	220
<b>Anexo A (informativo) Modificação dos coeficientes parciais relativos aos materiais .....</b>	<b>222</b>
<b>A.1 Generalidades.....</b>	<b>222</b>
<b>A.2 Estruturas betonadas <i>in situ</i> .....</b>	<b>222</b>
A.2.1 Redução baseada no controlo da qualidade e em tolerâncias reduzidas .....	222
A.2.2 Redução baseada na utilização, para o cálculo, de grandezas geométricas reduzidas ou medidas.....	223
A.2.3 Redução baseada na avaliação da resistência do betão na estrutura acabada .....	223
<b>A.3 Produtos prefabricados .....</b>	<b>224</b>
A.3.1 Generalidades .....	224
A.3.2 Coeficientes parciais relativos aos materiais .....	224
<b>A.4 Elementos prefabricados.....</b>	<b>224</b>

---

<b>Anexo B (informativo) Extensões de fluência e de retracção.....</b>	<b>225</b>
<b>B.1 Expressões básicas para a determinação do coeficiente de fluência .....</b>	<b>225</b>
<b>B.2 Expressões básicas para a determinação da extensão de retracção por secagem.....</b>	<b>227</b>
<b>Anexo C (normativo) Propriedades das armaduras compatíveis com a utilização da presente Norma .....</b>	<b>228</b>
<b>C.1 Generalidades .....</b>	<b>228</b>
<b>C.2 Resistência .....</b>	<b>230</b>
<b>C.3 Aptidão à dobragem .....</b>	<b>230</b>
<b>Anexo D (informativo) Método de cálculo pormenorizado das perdas de pré-esforço devidas à relaxação .....</b>	<b>231</b>
<b>D.1 Generalidades .....</b>	<b>231</b>
<b>Anexo E (informativo) Classes indicativas de resistência para a durabilidade .....</b>	<b>233</b>
<b>E.1 Generalidades.....</b>	<b>233</b>
<b>Anexo F (informativo) Expressões relativas às armaduras de tracção para tensões no próprio plano .....</b>	<b>234</b>
<b>F.1 Generalidades.....</b>	<b>234</b>
<b>Anexo G (informativo) Interação entre o terreno e a estrutura .....</b>	<b>236</b>
<b>G.1 Fundações superficiais .....</b>	<b>236</b>
G.1.1 Generalidades .....	236
G.1.2 Níveis de análise.....	237
<b>G.2 Fundações por estacas.....</b>	<b>237</b>
<b>Anexo H (informativo) Efeitos globais de segunda ordem nas estruturas .....</b>	<b>238</b>
<b>H.1 Critérios para ignorar os efeitos globais de segunda ordem .....</b>	<b>238</b>
H.1.1 Generalidades .....	238
H.1.2 Sistema de contraventamento sem deformações significativas de esforço transverso .....	238
H.1.3 Sistema de contraventamento com deformações significativas de esforço transverso.....	239
<b>H.2 Métodos de cálculo dos efeitos globais de segunda ordem.....</b>	<b>240</b>
<b>Anexo I (informativo) Análise de lajes fungiformes e de paredes de contraventamento .....</b>	<b>241</b>
<b>I.1 Lajes fungiformes .....</b>	<b>241</b>
I.1.1 Generalidades.....	241
I.1.2 Análise por pórticos equivalentes .....	241
I.1.3 Disposição irregular dos pilares .....	242
<b>I.2 Paredes de contraventamento.....</b>	<b>242</b>
<b>Anexo J (informativo) Disposições construtivas relativas a casos particulares .....</b>	<b>244</b>
<b>J.1 Armaduras de pele .....</b>	<b>244</b>

---

<b>J.2 Nós de pórticos .....</b>	<b>245</b>
J.2.1 Generalidades.....	245
J.2.2 Nós com a face interior comprimida.....	245
J.2.3 Nós com a face interior traccionada.....	246
<b>J.3 Consolas curtas .....</b>	<b>247</b>
<b>Anexo Nacional NA .....</b>	<b>250</b>
<b>Introdução .....</b>	<b>250</b>
<b>NA.1 – Objectivo e campo de aplicação.....</b>	<b>250</b>
<b>NA.2 – Parâmetros Determinados a nível Nacional (NDP) .....</b>	<b>250</b>
NA.2.1 – Generalidades.....	250
NA.2.2 – Princípios e Regras de Aplicação sem prescrições a nível nacional.....	250
NA.2.3 – Princípios e Regras de Aplicação com prescrições a nível nacional .....	251
<b>NA.3 – Utilização dos Anexos informativos .....</b>	<b>254</b>
<b>NA.4 – Informações complementares .....</b>	<b>255</b>
NA.4.1 – Objectivo.....	255
NA.4.2 – Informações gerais.....	255
NA.4.3 – Informações específicas.....	255
<b>NA.5 – Correspondência entre as normas europeias referidas na presente Norma e as normas nacionais .....</b>	<b>258</b>

## **Preâmbulo**

A presente Norma foi elaborada pelo Comité Técnico CEN/TC 250 “*Structural Eurocodes*”, cujo secretariado é assegurado pela BSI. O CEN/TC 250 é responsável por todos os Eurocódigos Estruturais.

A esta Norma Europeia deve ser atribuído o estatuto de Norma Nacional, seja por publicação de um texto idêntico, seja por adopção, o mais tardar em Junho de 2005, e as normas nacionais divergentes devem ser anuladas o mais tardar em Março de 2010.

A presente Norma substitui as ENV 1992-1-1, 1992-1-3, 1992-1-4, 1992-1-5, 1992-1-6 e 1992-3.

De acordo com o Regulamento Interno do CEN/CENELEC, a presente Norma Europeia deve ser implementada pelos organismos nacionais de normalização dos seguintes países: Alemanha, Áustria, Bélgica, Chipre, Dinamarca, Eslováquia, Eslovénia, Espanha, Estónia, Finlândia, França, Grécia, Hungria, Irlanda, Islândia, Itália, Letónia, Lituânia, Luxemburgo, Malta, Noruega, Países Baixos, Polónia, Portugal, Reino Unido, República Checa, Suécia e Suíça.

## **Antecedentes do programa dos Eurocódigos**

Em 1975, a Comissão da Comunidade Europeia optou por um programa de acção na área da construção, baseado no artigo 95º do Tratado. O objectivo do programa era a eliminação de entraves técnicos ao comércio e a harmonização das especificações técnicas.

No âmbito deste programa de acção, a Comissão tomou a iniciativa de elaborar um conjunto de regras técnicas harmonizadas para o projecto de obras de construção, as quais, numa primeira fase, serviriam como alternativa para as regras nacionais em vigor nos Estados-Membros e que, posteriormente, as substituiriam.

Durante quinze anos, a Comissão, com a ajuda de uma Comissão Directiva com representantes dos Estados-Membros, orientou o desenvolvimento do programa dos Eurocódigos, que conduziu à primeira geração de regulamentos europeus na década de 80.

Em 1989, a Comissão e os Estados-Membros da UE e da EFTA decidiram, com base num acordo<sup>1)</sup> entre a Comissão e o CEN, transferir, através de uma série de mandatos, a preparação e a publicação dos Eurocódigos para o CEN, tendo em vista conferir-lhes no futuro a categoria de Norma Europeia (EN). Tal, *de facto*, os Eurocódigos às disposições de todas as directivas do Conselho e/ou decisões da Comissão em matéria de normas europeias (por exemplo, a Directiva 89/106/CEE do Conselho relativa a produtos de construção – DPC – e as Directivas 93/37/CEE, 92/50/CEE e 89/440/CEE do Conselho relativas a obras públicas e serviços, assim como as Directivas da EFTA equivalentes destinadas à instituição do mercado interno).

O programa relativo aos Eurocódigos Estruturais inclui as seguintes normas, cada uma das quais é, geralmente, constituída por diversas Partes:

EN 1990	Eurocódigo:	Bases para o projecto de estruturas
EN 1991	Eurocódigo 1:	Acções em estruturas
EN 1992	Eurocódigo 2:	Projecto de estruturas de betão
EN 1993	Eurocódigo 3:	Projecto de estruturas de aço
EN 1994	Eurocódigo 4:	Projecto de estruturas mistas aço-betão

---

<sup>1)</sup> Acordo entre a Comissão das Comunidades Europeias e o Comité Europeu de Normalização (CEN) relativo ao trabalho sobre os Eurocódigos para o projecto de edifícios e de outras obras de engenharia civil (BC/CEN/03/89).

EN 1995	Eurocódigo 5:	Projecto de estruturas de madeira
EN 1996	Eurocódigo 6:	Projecto de estruturas de alvenaria
EN 1997	Eurocódigo 7:	Projecto geotécnico
EN 1998	Eurocódigo 8:	Projecto de estruturas para resistência aos sismos
EN 1999	Eurocódigo 9:	Projecto de estruturas de alumínio

Os Eurocódigos reconhecem a responsabilidade das autoridades regulamentadoras de cada Estado-Membro e salvaguardaram o seu direito de estabelecer os valores relacionados com questões de regulamentação da segurança, a nível nacional, nos casos em que estas continuem a variar de Estado para Estado.

### **Estatuto e campo de aplicação dos Eurocódigos**

Os Estados-Membros da UE e da EFTA reconhecem que os Eurocódigos servem de documentos de referência para os seguintes efeitos:

- como meio de comprovar a conformidade dos edifícios e de outras obras de engenharia civil com as exigências essenciais da Directiva 89/106/CEE do Conselho, particularmente a Exigência Essencial n.º 1 – Resistência mecânica e estabilidade – e a Exigência Essencial n.º 2 – Segurança contra incêndio;
- como base para a especificação de contratos de trabalhos de construção e de serviços de engenharia a eles associados;
- como base para a elaboração de especificações técnicas harmonizadas para os produtos de construção (EN e ETA).

Os Eurocódigos, dado que dizem respeito às obras de construção, têm uma relação directa com os documentos interpretativos<sup>2)</sup> referidos no artigo 12º da DPC, embora sejam de natureza diferente das normas harmonizadas relativas aos produtos<sup>3)</sup>. Por conseguinte, os aspectos técnicos decorrentes dos Eurocódigos devem ser considerados de forma adequada pelos Comitês Técnicos do CEN e/ou pelos Grupos de Trabalho da EOTA envolvidos na elaboração das normas relativas aos produtos, tendo em vista a obtenção de uma compatibilidade total destas especificações técnicas com os Eurocódigos.

Os Eurocódigos fornecem regras comuns de cálculo estrutural para a aplicação corrente no projecto de estruturas e dos seus componentes, de natureza quer tradicional quer inovadora. Elementos construtivos ou condições de cálculo não usuais não são especificamente incluídos, devendo o projectista, nestes casos, assegurar o apoio especializado necessário.

---

<sup>2)</sup> De acordo com o n.º 3 do artigo 3º da DPC, as exigências essenciais (EE) traduzir-se-ão em documentos interpretativos que estabelecem as ligações necessárias entre as exigências essenciais e os mandatos para a elaboração de normas europeias (EN) harmonizadas e guias de aprovação técnica europeia (ETAG), e das próprias aprovações técnicas europeias (ETA).

<sup>3)</sup> De acordo com o artigo 12º da DPC, os documentos interpretativos devem:

- a) concretizar as exigências essenciais harmonizando a terminologia e as bases técnicas e indicando, sempre que necessário, classes ou níveis para cada exigência;
- b) indicar métodos de correlação entre essas classes ou níveis de exigências e as especificações técnicas, por exemplo, métodos de cálculo e de ensaio, regras técnicas de concepção de projectos, etc.;
- c) servir de referência para o estabelecimento de normas europeias harmonizadas e de guias de aprovação técnica europeia.

Os Eurocódigos, de facto, desempenham um papel semelhante na área da EE 1 e de uma parte da EE 2.



### **Normas nacionais de implementação dos Eurocódigos**

As normas nacionais de implementação dos Eurocódigos incluirão o texto completo do Eurocódigo (incluindo anexos), conforme publicado pelo CEN, o qual poderá ser precedido de uma página de título e de um preâmbulo nacionais, e ser também seguido de um Anexo Nacional.

O Anexo Nacional só poderá conter informações sobre os parâmetros deixados em aberto no Eurocódigo para escolha nacional, designados por Parâmetros Determinados a nível Nacional, a utilizar no projecto de edifícios e de outras obras de engenharia civil no país em questão, nomeadamente:

- valores e/ou classes, nos casos em que são apresentadas alternativas no Eurocódigo;
- valores para serem utilizados nos casos em que apenas um símbolo é apresentado no Eurocódigo;
- dados específicos do país (geográficos, climáticos, etc.), por exemplo, mapa de zonamento da neve;
- o procedimento a utilizar nos casos em que sejam apresentados procedimentos alternativos no Eurocódigo.

Poderá ainda conter:

- decisões sobre a aplicação dos anexos informativos;
- informações complementares não contraditórias para auxílio do utilizador na aplicação do Eurocódigo.

### **Ligações entre os Eurocódigos e as especificações técnicas harmonizadas (EN e ETA) relativas aos produtos**

É necessária uma consistência entre as especificações técnicas harmonizadas relativas aos produtos de construção e as regras técnicas relativas às obras<sup>4)</sup>. Além disso, todas as informações que acompanham a marcação CE dos produtos de construção que fazem referência aos Eurocódigos devem indicar, claramente, quais os Parâmetros Determinados a nível Nacional que foram tidos em conta.

### **Informações adicionais específicas da EN 1992-1-1**

A presente Norma descreve os princípios e os requisitos de segurança, de utilização e de durabilidade das estruturas de betão, assim como disposições específicas para edifícios. Baseia-se no conceito de estado limite, utilizado em conjunto com um método dos coeficientes parciais.

A presente Norma destina-se a ser directamente aplicada, em conjunto com outras Partes da EN 1992 e com os Eurocódigos EN 1990, 1991, 1997 e 1998, ao projecto de novas estruturas.

A presente Norma também serve como documento de referência para outros Comitês Técnicos do CEN no que respeita a questões estruturais.

A presente Norma destina-se a ser utilizada por:

- comissões de redacção de normas relativas ao cálculo estrutural e de normas sobre produtos, ensaios e execução com elas associados;
- donos de obra (por exemplo, para a formulação dos seus requisitos específicos sobre níveis de fiabilidade e de durabilidade);
- projectistas e construtores;
- autoridades competentes.

---

<sup>4)</sup> Ver n.º 3 do artigo 3º e artigo 12º da DPC, e também 4.2, 4.3.1, 4.3.2 e 5.2 do Documento Interpretativo n.º 1.

São recomendados valores numéricos para os coeficientes parciais e para outros parâmetros de fiabilidade, de modo a proporcionarem um nível de fiabilidade aceitável, os quais foram seleccionados admitindo a aplicação de um nível adequado de mão-de-obra e de gestão da qualidade. Quando a presente Norma for usada como documento de base por outros Comitês Técnicos do CEN, deverão adoptar-se os mesmos valores.

#### **Anexo Nacional da EN 1992-1-1**

Esta Norma estabelece procedimentos alternativos e valores, recomenda classes e inclui notas indicando onde poderão ter de ser feitas opções nacionais. Por este motivo, a Norma Nacional de implementação da EN 1992-1-1 deverá ter um Anexo Nacional que contenha todos os Parâmetros Determinados a nível Nacional para o projecto de edifícios e de outras obras de engenharia civil a serem construídos no país a que diz respeito.

A opção nacional é permitida na EN 1992-1-1 em:

2.3.3(3)	5.10.3(2)	9.2.2(7)
2.4.2.1(1)	5.10.8(2)	9.2.2(8)
2.4.2.2(1)	5.10.8(3)	9.3.1.1(3)
2.4.2.2(2)	5.10.9(1)P	9.5.2(1)
2.4.2.2(3)	6.2.2(1)	9.5.2(2)
2.4.2.3(1)	6.2.2(6)	9.5.2(3)
2.4.2.4(1)	6.2.3(2)	9.5.3(3)
2.4.2.4(2)	6.2.3(3)	9.6.2(1)
2.4.2.5(2)	6.2.4(4)	9.6.3(1)
3.1.2(2)P	6.2.4(6)	9.7(1)
3.1.2(4)	6.4.3(6)	9.8.1(3)
3.1.6(1)P	6.4.4(1)	9.8.2.1(1)
3.1.6(2)P	6.4.5(3)	9.8.3(1)
3.2.2(3)P	6.4.5(4)	9.8.3(2)
3.2.7(2)	6.5.2(2)	9.8.4(1)
3.3.4(5)	6.5.4(4)	9.8.5(3)
3.3.6(7)	6.5.4(6)	9.10.2.2(2)
4.4.1.2(3)	6.8.4(1)	9.10.2.3(3)
4.4.1.2(5)	6.8.4(5)	9.10.2.3(4)
4.4.1.2(6)	6.8.6(1)	9.10.2.4(2)
4.4.1.2(7)	6.8.6(3)	11.3.5(1)P
4.4.1.2(8)	6.8.7(1)	11.3.5(2)P
4.4.1.2(13)	7.2(2)	11.3.7(1)
4.4.1.3(1)P	7.2(3)	11.6.1(1)

4.4.1.3(3)	7.2(5)	11.6.1(2)
4.4.1.3(4)	7.3.1(5)	11.6.2(1)
5.1.3(1)P	7.3.2(4)	11.6.4.1(1)
5.2(5)	7.3.4(3)	12.3.1(1)
5.5(4)	7.4.2(2)	12.6.3(2)
5.6.3(4)	8.2(2)	A.2.1(1)
5.8.3.1(1)	8.3(2)	A.2.1(2)
5.8.3.3(1)	8.6(2)	A.2.2(1)
5.8.3.3(2)	8.8(1)	A.2.2(2)
5.8.5(1)	9.2.1.1(1)	A.2.3(1)
5.8.6(3)	9.2.1.1(3)	C.1(1)
5.10.1(6)	9.2.1.2(1)	C.1(3)
5.10.2.1(1)P	9.2.1.4(1)	E.1(2)
5.10.2.1(2)	9.2.2(4)	J.1(2)
5.10.2.2(4)	9.2.2(5)	J.2.2(2)
5.10.2.2(5)	9.2.2(6)	J.3(2)
		J.3(3)

## **1 Generalidades**

### **1.1 Objectivo e campo de aplicação**

#### **1.1.1 Objectivo e campo de aplicação do Eurocódigo 2**

(1)P O Eurocódigo 2 aplica-se ao projecto de edifícios e de outras obras de engenharia civil de betão simples, betão armado e betão pré-esforçado. Obedece aos princípios e requisitos de segurança e de utilização das estruturas e às bases para o seu projecto e verificação indicadas na EN 1990.

(2)P O Eurocódigo 2 trata apenas dos requisitos de resistência, utilização, durabilidade e resistência ao fogo das estruturas de betão. Não são, portanto, considerados outros requisitos tais como, por exemplo, os relativos ao isolamento térmico ou acústico.

(3)P O Eurocódigo 2 destina-se a ser utilizado em conjunto com:

EN 1990<sup>\*)</sup>: *Basis of structural design*

EN 1991<sup>\*)</sup>: *Actions on structures*

hEN's relativas aos produtos de construção relevantes para as estruturas de betão

ENV 13670<sup>\*\*)</sup>: *Execution of concrete structures*

EN 1997<sup>\*)</sup>: *Geotechnical design*

EN 1998<sup>\*)</sup>: *Design of structures for earthquake resistance*, no caso de estruturas de betão construídas em regiões sísmicas

(4)P O Eurocódigo 2 está dividido nas seguintes partes:

Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios

Parte 1-2: Verificação da resistência ao fogo

Parte 2: Pontes de betão armado e pré-esforçado

Parte 3: Silos e reservatórios

#### **1.1.2 Objectivo e campo de aplicação da Parte 1-1 do Eurocódigo 2**

(1)P A presente Norma estabelece os princípios de base para o projecto de estruturas de betão simples, armado e pré-esforçado constituídas por agregados de massa volumica normal ou por agregados leves, assim como regras específicas para edifícios.

(2)P A presente Norma trata dos seguintes assuntos:

Secção 1: Generalidades

Secção 2: Bases para o projecto

Secção 3: Materiais

Secção 4: Durabilidade e recobrimento das armaduras

Secção 5: Análise estrutural

Secção 6: Estados limites últimos

---

<sup>\*)</sup> No Anexo Nacional NA são indicadas as normas portuguesas equivalentes (nota nacional).

<sup>\*\*)</sup> À data de publicação da presente Norma já tinha sido publicada a EN 13670 (nota nacional).

Secção 7: Estados limites de utilização

Secção 8: Disposições construtivas relativas a armaduras para betão armado e de pré-esforço – Generalidades

Secção 9: Disposições construtivas relativas a elementos e regras particulares

Secção 10: Regras adicionais relativas a elementos e estruturas prefabricados de betão

Secção 11: Estruturas de betão leve

Secção 12: Estruturas de betão simples ou fracamente armado

(3)P As secções 1 e 2 apresentam secções adicionais às indicadas na EN 1990.

(4)P A presente Norma não abrange:

- a utilização de armaduras lisas;
- a resistência ao fogo;
- aspectos particulares a tipos especiais de edifícios (como, por exemplo, edifícios de grande altura);
- aspectos particulares a tipos especiais de obras de engenharia civil (tais como viadutos, pontes, barragens, depósitos sob pressão, plataformas *offshore* ou reservatórios);
- os elementos de betão sem finos e de betão celular, e os de betão de agregados de massa volúmica elevada ou que incluam perfis de aço (ver o Eurocódigo 4 para as estruturas mistas aço-betão).

## **1.2 Referências normativas**

(1)P A presente Norma inclui, por referência, datada ou não, disposições relativas a outras normas. Estas referências normativas são citadas nos lugares apropriados do texto e as normas são listadas a seguir. Para referências datadas, as emendas ou revisões subsequentes de qualquer destas normas só se aplicam à presente Norma se nela incorporadas por emenda ou revisão. Para as referências não datadas, aplica-se a última edição da norma referida (incluindo as emendas).

### **1.2.1 Normas gerais de referência**

EN 1990:2002<sup>\*)</sup> *Basis of structural design*

EN 1991-1-5<sup>\*)</sup> *Actions on structures – Thermal actions*

EN 1991-1-6 *Actions on structures – Actions during execution*

### **1.2.2 Outras normas de referência**

EN 1997<sup>\*)</sup> *Geotechnical design*

EN 197-1<sup>\*)</sup> *Cement – Composition, specification and conformity criteria for common cements*

EN 206-1<sup>\*)</sup> *Concrete – Specification, performance, production and conformity*

---

<sup>\*)</sup> No Anexo Nacional NA são indicadas as normas portuguesas equivalentes (nota nacional).

EN 12390<sup>\*)</sup> *Testing hardened concrete*  
EN 10080 *Steel for the reinforcement of concrete*  
EN 10138 *Prestressing steels*  
EN ISO 17660 (todas as partes) *Welding – Welding of reinforcing steel*  
ENV 13670<sup>\*)</sup> *Execution of concrete structures*  
EN 13791<sup>\*)</sup> *Testing concrete*  
EN ISO 15630 *Steel for the reinforcement and prestressing of concrete – Test methods*

### **1.3 Pressupostos**

(1)P Além dos pressupostos gerais indicados na EN 1990, pressupõe-se o seguinte:

- as estruturas são projectadas por técnicos com qualificação e experiência apropriadas;
- é assegurada uma fiscalização e uma gestão da qualidade adequadas nas fábricas e nos estaleiros;
- a construção é executada por pessoal com qualificação e experiência apropriadas;
- os materiais e os produtos de construção são utilizados de acordo com as especificações deste Eurocódigo ou com especificações próprias dos materiais ou produtos utilizados;
- a estrutura será objecto de manutenção adequada;
- a estrutura terá uma utilização de acordo com as especificações do projecto;
- os requisitos de execução e de fabrico especificados na ENV 13670 são satisfeitos.

### **1.4 Distinção entre Princípios e Regras de Aplicação**

(1)P Aplicam-se as regras indicadas na EN 1990.

### **1.5 Termos e definições**

#### **1.5.1 Generalidades**

(1)P Aplicam-se os termos e definições indicados na EN 1990.

#### **1.5.2 Termos e definições adicionais utilizados na presente Norma**

##### **1.5.2.1 estruturas prefabricadas**

As estruturas prefabricadas caracterizam-se por elementos estruturais fabricados noutro local que não seja o da sua posição final na estrutura. Na estrutura, estes elementos são ligados de modo a assegurar a necessária integridade estrutural.

##### **1.5.2.2 elementos de betão simples ou fracamente armado**

Elementos estruturais de betão sem armadura (betão simples) ou com armadura inferior aos valores mínimos definidos na secção 9.

---

<sup>\*)</sup> No Anexo Nacional NA são indicadas as normas portuguesas equivalentes (nota nacional).

### **1.5.2.3 armaduras de pré-esforço não aderentes e exteriores**

Armaduras de pré-esforço não aderentes em elementos pós-tensionados com bainhas não injectadas de modo permanente e armaduras de pré-esforço exteriores à secção de betão (que poderão ser envolvidas com betão depois da aplicação do pré-esforço ou ter um revestimento de protecção).

### **1.5.2.4 pré-esforço**

O processo de pré-esforço consiste na aplicação de forças à estrutura de betão traccionando as armaduras relativamente ao elemento de betão. O termo “pré-esforço” é utilizado globalmente para designar o conjunto dos efeitos permanentes do processo de pré-esforço, que incluem esforços nas secções e deformações na estrutura. Outros processos de pré-esforço não são considerados na presente Norma.

## **1.6 Símbolos**

Para os fins da presente Norma, utilizam-se os seguintes símbolos:

*NOTA:* As notações utilizadas baseiam-se na ISO 3898:1987.

Letras maiúsculas latinas

$A$	acção de acidente
$A$	área da secção transversal
$A_c$	área da secção transversal de betão
$A_p$	área da secção de uma armadura ou de cabos de pré-esforço
$A_s$	área da secção de uma armadura para betão armado
$A_{s,min}$	área da secção mínima de armaduras
$A_{sw}$	área da secção das armaduras de esforço transversal
$D$	diâmetro do mandril
$D_{Ed}$	coeficiente de dano por fadiga
$E$	efeito de uma acção
$E_c, E_{c(28)}$	módulo de elasticidade tangente na origem, $\sigma_c = 0$ , para um betão de massa volúmica normal aos 28 dias de idade
$E_{c,eff}$	módulo de elasticidade efectivo do betão
$E_{cd}$	valor de cálculo do módulo de elasticidade do betão
$E_{cm}$	módulo de elasticidade secante do betão
$E_c(t)$	módulo de elasticidade tangente na origem, $\sigma_c = 0$ , para um betão de massa volúmica normal à idade $t$
$E_p$	valor de cálculo do módulo de elasticidade do aço de uma armadura de pré-esforço
$E_s$	valor de cálculo do módulo de elasticidade do aço de uma armadura para betão armado
$EI$	rigidez à flexão
$EQU$	equilíbrio estático
$F$	acção
$F_d$	valor de cálculo de uma acção

$F_k$	valor característico de uma acção
$G_k$	valor característico de uma acção permanente
$I$	momento de inércia da secção de betão
$L$	comprimento
$M$	momento flector
$M_{Ed}$	valor de cálculo do momento flector actuante
$N$	esforço normal
$N_{Ed}$	valor de cálculo do esforço normal actuante (tracção ou compressão)
$P$	pré-esforço
$P_0$	valor do pré-esforço inicial na extremidade activa da armadura de pré-esforço, imediatamente após a aplicação do pré-esforço
$Q_k$	valor característico de uma acção variável
$Q_{fat}$	valor característico da acção de fadiga
$R$	resistência
$S$	esforços internos e momentos
$S$	momento estático
SLS	estado limite de utilização
$T$	momento torsor
$T_{Ed}$	valor de cálculo do momento torsor actuante
ULS	estado limite último
$V$	esforço transversal
$V_{Ed}$	valor de cálculo do esforço transversal actuante

Letras minúsculas latinas

$a$	distância
$a$	propriedade geométrica
$\Delta a$	tolerância da propriedade geométrica
$b$	largura total de uma secção transversal, ou largura real do banzo de uma viga em T ou L
$b_w$	largura da alma de vigas em T, I ou L
$d$	diâmetro; profundidade
$d$	altura útil de uma secção transversal
$d_g$	dimensão nominal máxima do agregado
$e$	excentricidade
$f_c$	tensão de rotura do betão à compressão
$f_{cd}$	valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão



---

$f_{ck}$	valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 d de idade
$f_{cm}$	valor médio da tensão de rotura do betão à compressão
$f_{ctk}$	valor característico da tensão de rotura do betão à tracção simples
$f_{ctm}$	valor médio da tensão de rotura do betão à tracção simples
$f_p$	tensão de rotura à tracção do aço das armaduras de pré-esforço
$f_{pk}$	valor característico da tensão de rotura à tracção do aço das armaduras de pré-esforço
$f_{p0,1}$	tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,1 % à tracção do aço das armaduras de pré-esforço
$f_{p0,1k}$	valor característico da tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,1 % à tracção do aço das armaduras de pré-esforço
$f_{0,2k}$	valor característico da tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,2 % à tracção do aço das armaduras para betão armado
$f_t$	tensão de rotura à tracção do aço das armaduras para betão armado
$f_{tk}$	valor característico da tensão de rotura à tracção do aço das armaduras para betão armado
$f_y$	tensão de cedência à tracção do aço das armaduras para betão armado
$f_{yd}$	valor de cálculo da tensão de cedência à tracção do aço das armaduras para betão armado
$f_{yk}$	valor característico da tensão de cedência à tracção do aço das armaduras para betão armado
$f_{ywd}$	valor de cálculo da tensão de cedência do aço das armaduras de esforço transversal
$h$	altura
$h$	altura total de uma secção transversal
$i$	raio de giração
$k$	coeficiente; factor
$l$ (ou $l$ ou $L$ )	comprimento; vão
$m$	massa
$r$	raio
$1/r$	curvatura numa determinada secção
$t$	espessura
$t$	tempo considerado
$t_0$	idade do betão no momento do carregamento
$u$	perímetro da secção transversal de betão cuja área é $A_c$
$u, v, w$	componentes do deslocamento de um ponto
$x$	altura do eixo neutro
$x, y, z$	coordenadas
$z$	braço do binário das forças interiores

Letras minúsculas gregas

$\alpha$	ângulo; relação
$\beta$	ângulo; relação; coeficiente
$\gamma$	coeficiente parcial
$\gamma_A$	coeficiente parcial relativo às acções de acidente, $A$
$\gamma_C$	coeficiente parcial relativo ao betão
$\gamma_F$	coeficiente parcial relativo às acções, $F$
$\gamma_{F,fat}$	coeficiente parcial relativo às acções de fadiga
$\gamma_{C,fat}$	coeficiente parcial relativo à fadiga do betão
$\gamma_G$	coeficiente parcial relativo às acções permanentes, $G$
$\gamma_M$	coeficiente parcial relativo às propriedades dos materiais, tendo em conta as incertezas na propriedade do material, nas imperfeições geométricas e no modelo de cálculo utilizado
$\gamma_P$	coeficiente parcial relativo às acções associadas com o pré-esforço, $P$
$\gamma_Q$	coeficiente parcial relativo às acções variáveis, $Q$
$\gamma_S$	coeficiente parcial relativo ao aço das armaduras para betão armado ou de pré-esforço
$\gamma_{S,fat}$	coeficiente parcial relativo ao aço das armaduras para betão armado ou de pré-esforço sob a acção da fadiga
$\gamma$	coeficiente parcial relativo às acções, sem considerar as incertezas nos modelos
$\gamma_g$	coeficiente parcial relativo às acções permanentes, sem considerar as incertezas nos modelos
$\gamma_m$	coeficiente parcial relativo às propriedades dos materiais, considerando apenas as incertezas na propriedade do material
$\delta$	incremento/coeficiente de redistribuição
$\zeta$	coeficiente de redução/coeficiente de distribuição
$\varepsilon_c$	extensão do betão à compressão
$\varepsilon_{c1}$	extensão do betão à compressão correspondente à tensão máxima $f_c$
$\varepsilon_{cu}$	extensão última do betão à compressão
$\varepsilon_u$	extensão do aço da armadura para betão armado ou de pré-esforço correspondente à tensão máxima
$\varepsilon_{uk}$	valor característico da extensão do aço da armadura para betão armado ou de pré-esforço na carga máxima
$\theta$	ângulo
$\lambda$	coeficiente de esbelteza
$\mu$	coeficiente de atrito entre os cabos e as bainhas
$\nu$	coeficiente de Poisson
$\nu$	coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal

$\xi$	relação entre as tensões de aderência das armaduras de pré-esforço e do aço das armaduras para betão armado
$\rho$	massa volúmica do betão seco em estufa, em kg/m <sup>3</sup>
$\rho_{1000}$	valor da perda por relaxação (em %), 1000 h após a aplicação do pré-esforço e a uma temperatura média de 20 °C
$\rho_l$	taxa de armaduras longitudinais
$\rho_w$	taxa de armaduras de esforço transversal
$\sigma_c$	tensão de compressão no betão
$\sigma_{cp}$	tensão de compressão no betão devida a um esforço normal ou ao pré-esforço
$\sigma_{cu}$	tensão de compressão no betão correspondente à extensão última em compressão, $\epsilon_{cu}$
$\tau$	tensão tangencial de torção
$\phi$	diâmetro de um varão ou de uma bainha de pré-esforço
$\phi_n$	diâmetro equivalente de um agrupamento de varões
$\varphi(t, t_0)$	coeficiente de fluência do betão entre as idades $t$ e $t_0$ em relação à deformação elástica aos 28 d
$\varphi(\infty, t_0)$	valor final do coeficiente de fluência
$\psi$	coeficientes definindo valores representativos das acções variáveis
	$\psi_0$ para os valores de combinação
	$\psi_1$ para os valores frequentes
	$\psi_2$ para os valores quase-permanentes

## 2 Bases para o projecto

### 2.1 Requisitos

#### 2.1.1 Requisitos gerais

- (1)P O projecto de estruturas de betão deve estar de acordo com as regras gerais indicadas na EN 1990.
- (2)P Devem também ser respeitadas as disposições suplementares relativas a estruturas de betão indicadas nesta secção 2.
- (3) Considera-se que os requisitos gerais da secção 2 da EN 1990 são satisfeitos para as estruturas de betão quando forem aplicadas conjuntamente as disposições seguintes:
  - cálculo em relação aos estados limites pelo método dos coeficientes parciais de acordo com a EN 1990;
  - acções conformes à EN 1991;
  - combinação de acções conformes à EN 1990; e
  - resistências, durabilidade e utilização conformes à presente Norma.

**NOTA:** Os requisitos de resistência ao fogo (ver a secção 5 da EN 1990 e EN 1992-1-2) poderão impor dimensões maiores para os elementos do que as necessárias à resistência estrutural a temperaturas normais.

### **2.1.2 Gestão da fiabilidade**

- (1) As regras de gestão da fiabilidade encontram-se na secção 2 da EN 1990.
- (2) Considera-se que um projecto que utilize os coeficientes parciais indicados neste Eurocódigo (ver 2.4) e os coeficientes parciais indicados nos anexos da EN 1990 conduz a uma estrutura da classe de fiabilidade RC2.

*NOTA:* Para mais informações, ver a EN 1990, Anexos B e C.

### **2.1.3 Tempo de vida útil de projecto, durabilidade e gestão da qualidade**

- (1) As regras relativas ao tempo de vida útil de projecto, à durabilidade e à gestão da qualidade encontram-se na secção 2 da EN 1990.

## **2.2 Princípios para o cálculo em relação aos estados limites**

- (1) As regras relativas ao cálculo em relação aos estados limites encontram-se na secção 3 da EN 1990.

## **2.3 Variáveis básicas**

### **2.3.1 Acções e influências ambientais**

#### **2.3.1.1 Generalidades**

- (1) As acções a utilizar no projecto poderão ser obtidas nas Partes relevantes da EN 1991.

*NOTA 1:* As Partes relevantes da EN 1991 a utilizar no projecto são, nomeadamente:

*EN 1991-1-1 Pesos volúmicos, pesos próprios e sobrecargas em edifícios*

*EN 1991-1-2 Acções em estruturas expostas ao fogo*

*EN 1991-1-3 Acções da neve*

*EN 1991-1-4 Acções do vento*

*EN 1991-1-5 Acções térmicas*

*EN 1991-1-6 Acções durante a construção*

*EN 1991-1-7 Acções de acidente devidas a choques e explosões*

*EN 1991-2 Acções de tráfego em pontes*

*EN 1991-3 Acções devidas a gruas e outro equipamento*

*EN 1991-4 Acções em silos e reservatórios*

*NOTA 2:* As acções específicas da presente Norma estão indicadas nas secções relevantes.

*NOTA 3:* As acções resultantes dos impulsos de terras e da pressão da água poderão obter-se na EN 1997.

*NOTA 4:* Quando se consideram movimentos diferenciais, poderão utilizar-se estimativas de valores adequadas aos movimentos previstos.

*NOTA 5:* Quando necessário, poderão ser definidas outras acções nas especificações de cada projecto específico.

#### **2.3.1.2 Efeitos térmicos**

- (1) Os efeitos térmicos deverão ser considerados na verificação dos estados limites de utilização.
- (2) Os efeitos térmicos deverão ser considerados na verificação dos estados limites últimos apenas quando são significativos (por exemplo, situações que envolvem fadiga, nas verificações de estabilidade quando são importantes os efeitos de segunda ordem, etc.). Noutros casos, não é necessário considerá-los desde que sejam suficientes a ductilidade e a capacidade de rotação dos elementos.

(3) Quando os efeitos térmicos são tidos em conta, deverão ser considerados como acções variáveis e aplicados com um coeficiente parcial e um coeficiente  $\psi$ .

*NOTA:* O coeficiente  $\psi$  está definido no anexo relevante da EN 1990 e na EN 1991-1-5.

### 2.3.1.3 Assentamentos/movimentos diferenciais

(1) Os assentamentos/movimentos diferenciais da estrutura devidos à deformação do terreno deverão ser classificados como uma acção permanente,  $G_{set}$ , introduzida como tal nas combinações de acções. De uma forma geral,  $G_{set}$  é representada por um conjunto de valores que correspondem às diferenças (em relação a um nível de referência) de assentamentos/movimentos entre fundações ou partes de fundação,  $d_{set,i}$  ( $i$  representa o número da fundação ou da parte da fundação).

*NOTA:* Quando se consideram assentamentos diferenciais, poderão utilizar-se estimativas de valores adequadas aos assentamentos previstos.

(2) De uma forma geral, os efeitos dos assentamentos diferenciais deverão ser considerados na verificação dos estados limites de utilização.

(3) Na verificação de estados limites últimos, estes deverão ser considerados apenas quando forem significativos (por exemplo, situações que envolvam fadiga, nas verificações de estabilidade quando são importantes os efeitos de segunda ordem, etc.). Noutros casos, não é necessário considerá-los desde que sejam suficientes a ductilidade e a capacidade de rotação dos elementos.

(4) Quando se consideram os assentamentos diferenciais, deverá aplicar-se um coeficiente parcial de segurança aos correspondentes efeitos.

*NOTA:* O valor do coeficiente parcial de segurança a aplicar aos efeitos dos assentamentos está definido no anexo relevante da EN 1990.

### 2.3.1.4 Pré-esforço

(1) O pré-esforço considerado no presente Eurocódigo é aplicado por armaduras de aço de alta resistência (fios, varões ou cordões).

(2) As armaduras de pré-esforço poderão ser interiores ao betão. Poderão ser pré-tensionadas e aderentes ou pós-tensionadas e aderentes ou não aderentes.

(3) As armaduras poderão ainda ser exteriores à estrutura com pontos de contacto em desviadores e amarrações.

(4) As disposições relativas ao pré-esforço são indicadas em 5.10.

## 2.3.2 Propriedades dos materiais e dos produtos

### 2.3.2.1 Generalidades

(1) As regras relativas às propriedades dos materiais e dos produtos são indicadas na secção 4 da EN 1990.

(2) As disposições relativas ao betão, às armaduras de betão armado e às armaduras de pré-esforço encontram-se na secção 3 ou na norma de produto aplicável.

### 2.3.2.2 Retracção e fluência

(1) A retracção e a fluência são propriedades reológicas do betão. Em geral, os seus efeitos deverão ser considerados na verificação dos estados limites de utilização.

(2) Os efeitos da retracção e da fluência deverão ser considerados na verificação dos estados limites últimos apenas quando são significativos, por exemplo, na verificação dos estados limites últimos de estabilidade

quando são importantes os efeitos de segunda ordem. Noutros casos, não é necessário considerá-los desde que a ductilidade e a capacidade de rotação dos elementos sejam suficientes.

(3) Quando se considera a fluência, os seus efeitos de cálculo deverão ser avaliados com a combinação quase-permanente de acções independentemente da situação de projecto considerada, nomeadamente, persistente, transitória ou accidental.

*NOTA:* Na maioria dos casos, os efeitos da fluência poderão ser avaliados considerando as acções permanentes e o valor médio do pré-esforço.

### **2.3.3 Deformações do betão**

(1)P As consequências das deformações devidas à temperatura, à fluência e à retracção devem ser consideradas no projecto.

(2) Estes efeitos são geralmente supridos pelo cumprimento das regras de aplicação estipuladas na presente Norma. Dever-se-á igualmente:

- minimizar a deformação e a fendilhação devidas ao endurecimento do betão jovem, à fluência e à retracção, através de uma adequada composição do betão;
- minimizar os impedimentos à deformação através de aparelhos de apoio ou de juntas;
- no caso de existirem impedimentos à deformação, assegurar que a sua influência é considerada no projecto.

(3) Na análise global das estruturas de edifícios, os efeitos das variações de temperatura e da retracção poderão ser omitidos desde que sejam dispostas juntas afastadas de  $d_{\text{junta}}$  para acomodar as deformações resultantes.

*NOTA:* O valor de  $d_{\text{junta}}$  depende do Anexo Nacional. O valor recomendado é 30 m. Para estruturas prefabricadas de betão, o valor poderá ser superior ao das estruturas betonadas in situ, dado que naquelas parte da fluência e da retracção ocorre antes da montagem.

### **2.3.4 Grandezas geométricas**

#### **2.3.4.1 Generalidades**

(1) As regras relativas às grandezas geométricas são indicadas na secção 4 da EN 1990.

#### **2.3.4.2 Requisitos suplementares para estacas betonadas no local**

(1)P As incertezas relacionadas com a secção transversal das estacas betonadas no local e com os procedimentos de betonagem devem ser consideradas no projecto.

(2) Na ausência de outras disposições, o diâmetro a adoptar no cálculo de estacas betonadas no local sem revestimento definitivo deverá ter o valor seguinte:

$$\text{– se } d_{\text{nom}} < 400 \text{ mm} \quad d = d_{\text{nom}} - 20 \text{ mm}$$

$$\text{– se } 400 \text{ mm} \leq d_{\text{nom}} \leq 1000 \text{ mm} \quad d = 0,95 \cdot d_{\text{nom}}$$

$$\text{– se } d_{\text{nom}} > 1000 \text{ mm} \quad d = d_{\text{nom}} - 50 \text{ mm}$$

em que  $d_{\text{nom}}$  é o diâmetro nominal da estaca.

### **2.4 Verificação pelo método dos coeficientes parciais**

#### **2.4.1 Generalidades**

(1) As regras relativas ao método dos coeficientes parciais são indicadas na secção 6 da EN 1990.

## 2.4.2 Valores de cálculo

### 2.4.2.1 Coeficiente parcial relativo aos efeitos da retracção

(1) Quando é necessário considerar a acção da retracção na verificação de um estado limite último, deverá utilizar-se um coeficiente parcial  $\gamma_{SH}$ .

**NOTA:** O valor de  $\gamma_{SH}$  a utilizar num determinado país poderá ser indicado no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado é 1,0.

### 2.4.2.2 Coeficientes parciais relativos ao pré-esforço

(1) Na maioria dos casos o pré-esforço destina-se a ter um efeito favorável; portanto, deverá utilizar-se na verificação do estado limite último o valor de  $\gamma_{P,fav}$ . O valor de cálculo do pré-esforço poderá basear-se no valor médio da força de pré-esforço (ver a EN 1990, secção 4).

**NOTA:** O valor de  $\gamma_{P,fav}$  a utilizar num determinado país poderá ser indicado no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado para situações de projecto persistentes e transitórias é 1,0. Este valor poderá também ser utilizado para a verificação da fadiga.

(2) Na verificação do estado limite de estabilidade com pré-esforço exterior, quando um aumento do valor do pré-esforço possa ser desfavorável deverá utilizar-se  $\gamma_{P,unfav}$ .

**NOTA:** O valor de  $\gamma_{P,unfav}$  a utilizar num determinado país na verificação do estado limite de estabilidade poderá ser indicado no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado para a análise global é 1,3.

(3) Na verificação dos efeitos locais deverá utilizar-se também  $\gamma_{P,unfav}$ .

**NOTA:** O valor de  $\gamma_{P,unfav}$  a utilizar num determinado país na verificação dos efeitos locais poderá ser indicado no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado é 1,2. Os efeitos locais devidos à amarração de armaduras pré-tensionadas são considerados em 8.10.2.

### 2.4.2.3 Coeficiente parcial relativo às acções de fadiga

(1) O coeficiente parcial relativo às acções de fadiga é  $\gamma_{F,fat}$ .

**NOTA:** O valor de  $\gamma_{F,fat}$  a utilizar num determinado país poderá ser indicado no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado é 1,0.

### 2.4.2.4 Coeficientes parciais relativos aos materiais

(1) Deverão utilizar-se os coeficientes parciais relativos aos materiais,  $\gamma_c$  e  $\gamma_s$ , definidos para os estados limites últimos.

**NOTA:** Os valores de  $\gamma_c$  e  $\gamma_s$  a utilizar num determinado país poderão ser indicados no respectivo Anexo Nacional. Os valores recomendados para situações de projecto “persistentes e transitórias” e “acidentais” encontram-se no Quadro 2.1N. Não são válidos para o cálculo da resistência ao fogo, para o qual deverá ser consultada a EN 1992-1-2.

Para a verificação da fadiga, os valores recomendados para  $\gamma_{c,fat}$  e  $\gamma_{s,fat}$  são os coeficientes parciais para as situações de projecto persistentes indicados no Quadro 2.1N.

Quadro 2.1N – Coeficientes parciais relativos aos materiais para os estados limites últimos

Situações de projecto	$\gamma_c$ para betão	$\gamma_s$ para aço de armaduras para betão armado	$\gamma_s$ para aço de armaduras de pré-esforço
Persistentes Transitórias	1,5	1,15	1,15
Acidentais	1,2	1,0	1,0

(2) Os valores dos coeficientes parciais dos materiais para a verificação dos estados limites de utilização deverão ser os indicados nas secções específicas da presente Norma.

**NOTA:** Os valores de  $\gamma_c$  e  $\gamma_s$  a utilizar num determinado país na verificação dos estados limites de utilização poderão ser indicados no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado para situações não abrangidas por secções específicas da presente Norma é 1,0.

(3) Poderão utilizar-se valores inferiores de  $\gamma_c$  e  $\gamma_s$  na condição de serem justificados por disposições que reduzam a incerteza da resistência calculada.

**NOTA:** Encontram-se informações no Anexo A informativo.

#### **2.4.2.5 Coeficientes parciais relativos aos materiais para fundações**

(1) Os valores de cálculo das propriedades de resistência do terreno deverão ser calculados de acordo com a EN 1997.

(2) Na determinação do valor de cálculo da resistência de estacas betonadas no local sem revestimento definitivo, o coeficiente parcial do betão,  $\gamma_c$ , indicado em 2.4.2.4(1), deverá ser multiplicado por um coeficiente,  $k_f$ .

**NOTA:** O valor de  $k_f$  a utilizar num determinado país poderá ser indicado no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado é 1,1.

#### **2.4.3 Combinações de acções**

(1) Os formatos gerais de combinações de acções para os estados limites últimos e de utilização são indicados na EN 1990, secção 6.

**NOTA 1:** Expressões pormenorizadas de combinações de acções são indicadas nos anexos normativos da EN 1990, nomeadamente, o Anexo A1 para edifícios, A2 para pontes, etc., com valores recomendados para os coeficientes parciais e para os valores representativos das acções indicados nas Notas.

**NOTA 2:** A combinação de acções para a verificação da fadiga é indicada em 6.8.3.

(2) Para cada acção permanente (o peso próprio numa estrutura, por exemplo), deverá ser aplicado a toda a estrutura ou o valor de cálculo inferior ou o valor de cálculo superior (o que dos dois produzir o efeito mais desfavorável).

**NOTA:** Poderá haver excepções a esta regra (por exemplo, na verificação do equilíbrio estático, ver a EN 1990, secção 6). Nestes casos, poderá ser utilizado um conjunto diferente de coeficientes parciais (Conjunto A). No Anexo A1 da EN 1990 é indicado um exemplo válido para edifícios.

#### **2.4.4 Verificação do equilíbrio estático - EQU**

(1) O formato de fiabilidade para a verificação do equilíbrio estático também se aplica a situações de projecto de EQU, como, por exemplo, verificação de aparelhos antilevantamento ou do levantamento de apoios de vigas contínuas.

**NOTA:** Encontram-se informações no Anexo A da EN 1990.

#### **2.5 Projecto com apoio experimental**

(1) O projecto de estruturas ou de elementos estruturais poderá basear-se na experimentação.

**NOTA:** Encontram-se informações na secção 5 e no Anexo D da EN 1990.



## **2.6 Requisitos suplementares para as fundações**

(1)P Quando a interacção entre o terreno e a estrutura tiver uma influência significativa sobre os efeitos das acções na estrutura, devem ser considerados as propriedades do terreno e os efeitos de interacção, de acordo com a EN 1997-1.

(2) Se a ocorrência de assentamentos diferenciais significativos for provável, deverá ser verificada a sua influência nos efeitos das acções na estrutura.

*NOTA 1:* O Anexo G poderá ser utilizado para modelar a interacção entre o terreno e a estrutura.

*NOTA 2:* Métodos simples, que ignoram os efeitos da deformação do terreno, são normalmente adequados para a maioria dos cálculos estruturais.

(3) As fundações de betão deverão ser dimensionadas de acordo com a EN 1997-1.

(4) Em certos casos, o projecto deverá contemplar os efeitos de fenómenos como o assentamento, o empolamento, a formação de gelo, o degelo, a erosão, etc.

## **2.7 Requisitos para elementos de fixação**

(1) Deverão ser considerados os efeitos locais e estruturais dos elementos de fixação.

*NOTA:* Os requisitos para o dimensionamento de elementos de fixação estão indicados na Especificação Técnica “Design of Fastenings for Use in Concrete” (em preparação<sup>\*)</sup>). Esta Especificação Técnica irá abranger o dimensionamento dos seguintes tipos de elementos de fixação:

*elementos de fixação colocados na altura da betonagem, tais como:*

- chumbadouros com cabeça de ancoragem;
- perfis metálicos;

*e elementos de fixação colocados no betão endurecido, tais como:*

- cavilhas de expansão;
- cavilhas de fixação por encaixe;
- parafusos para betão;
- cavilhas de aderência;
- cavilhas de expansão e aderência; e
- cavilhas de fixação por aderência por encaixe.

*O desempenho dos elementos de fixação deverá obedecer aos requisitos de uma Norma Europeia ou ser comprovado por uma Aprovação Técnica Europeia.*

*A Especificação Técnica “Design of Fastenings for Use in Concrete” inclui a transmissão local das acções na estrutura.*

*No projecto da estrutura, deverão considerar-se as cargas e as regras de cálculo adicionais indicadas no Anexo A daquela Especificação Técnica.*

## **3 Materiais**

### **3.1 Betão**

#### **3.1.1 Generalidades**

(1)P As secções seguintes indicam princípios e regras para o betão normal e para o betão de alta resistência.

---

<sup>\*)</sup> À data de publicação da presente Norma, a especificação Técnica já se encontra publicada (nota nacional).

(2) As regras para o betão leve são indicadas na secção 11.

### 3.1.2 Resistência

(1)P A tensão de rotura do betão à compressão é designada por classes de resistência do betão relacionadas com o valor característico (quantilho de 5 %) da resistência à compressão referido a provetes cilíndricos,  $f_{ck}$ , ou a provetes cúbicos,  $f_{ck,cube}$ , de acordo com a EN 206-1.

(2)P Neste Eurocódigo, as classes de resistência baseiam-se no valor característico da resistência referido a provetes cilíndricos,  $f_{ck}$ , determinado aos 28 d, compatível com um valor máximo  $C_{max}$ .

**NOTA:** O valor de  $C_{max}$  a utilizar num determinado país poderá ser indicado no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado é C90/105.

(3) Os valores característicos da resistência  $f_{ck}$  e as correspondentes características mecânicas necessárias para o cálculo estão indicados no Quadro 3.1.

(4) Em certos casos (por exemplo, pré-esforço), poderá ser apropriado avaliar a tensão de rotura do betão à compressão antes ou depois de 28 d, a partir de provetes conservados em condições diferentes das definidas na EN 12390.

Se a resistência do betão for determinada a uma idade  $t > 28$  d, os valores  $\alpha_{cc}$  e  $\alpha_{ct}$ , definidos em 3.1.6(1)P e 3.1.6(2)P, deverão ser reduzidos por um coeficiente  $k_t$ .

**NOTA:** O valor de  $k_t$  a utilizar num determinado país poderá ser indicado no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado é 0,85.

(5) Poderá ser necessário especificar a tensão de rotura do betão à compressão,  $f_{ck}(t)$ , na idade  $t$  para uma série de fases (por exemplo, desmoldagem, transferência do pré-esforço), em que:

$$f_{ck}(t) = f_{cm}(t) - 8 \text{ (MPa)} \quad \text{para} \quad 3 \text{ d} < t < 28 \text{ d}$$

$$f_{ck}(t) = f_{ck} \quad \text{para} \quad t \geq 28 \text{ d}$$

Valores mais precisos deverão basear-se em ensaios, nomeadamente para  $t \leq 3$  d.

(6) A tensão de rotura do betão à compressão numa idade  $t$  depende do tipo de cimento, da temperatura e das condições de cura. Para uma temperatura média de 20 °C e uma cura de acordo com a EN 12390, a tensão de rotura do betão à compressão em várias idades,  $f_{cm}(t)$ , poderá ser estimada pelas expressões (3.1) e (3.2).

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) f_{cm} \quad (3.1)$$

com

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \left[ 1 - \left( \frac{28}{t} \right)^{1/2} \right] \right\} \quad (3.2)$$

em que:

$f_{cm}(t)$  tensão média de rotura do betão à compressão à idade de  $t$  dias;

$f_{cm}$  tensão média de rotura aos 28 d de idade, de acordo com o Quadro 3.1;

$\beta_{cc}(t)$  coeficiente que depende da idade do betão  $t$ ;

$t$  idade do betão, em dias;

$s$  coeficiente que depende do tipo de cimento:

= 0,20 para cimento das classes de resistência CEM 42,5 R, CEM 52,5 N e CEM 52,5 R (Classe R);

= 0,25 para cimento das classes de resistência CEM 32,5 R, CEM 42,5 N (Classe N);

= 0,38 para cimento das classes de resistência CEM 32,5 N (Classe S).

**NOTA:**  $\exp\{\}$  tem o mesmo significado de  $e^{\{\}}$ .

Quando o betão não satisfaz a especificação da resistência à compressão aos 28 d de idade, não é adequada a utilização das expressões (3.1) e (3.2).

Esta regra não deverá ser utilizada retrospectivamente para justificar *a posteriori* uma resistência não conforme à de referência, pelo aumento posterior do seu valor.

Quando a cura do betão é acelerada por um processo térmico, ver 10.3.1.1(3).

(7)P A resistência à tracção refere-se à tensão mais elevada atingida sob esforços de tracção simples. Para a tensão de rotura à tracção por flexão, deverá consultar-se 3.1.8(1).

(8) Quando a resistência à tracção for determinada como a tensão de rotura à tracção por compressão diametral,  $f_{ct,sp}$ , poderá considerar-se, para valor aproximado da tensão de rotura à tracção simples,  $f_{ct}$ :

$$f_{ct} = 0,9f_{ct,sp} \quad (3.3)$$

(9) A evolução com o tempo da resistência à tracção é fortemente influenciada pelas condições de cura e de secagem e também pelas dimensões dos elementos estruturais. Em primeira aproximação, poderá admitir-se que a resistência à tracção  $f_{ctm}(t)$  é igual a:

$$f_{ctm}(t) = (\beta_{cc}(t))^{\alpha} f_{ctm} \quad (3.4)$$

em que  $\beta_{cc}(t)$  é obtido pela expressão (3.2) e

$$\alpha = 1 \quad \text{para } t < 28$$

$$\alpha = 2/3 \quad \text{para } t \geq 28.$$

Os valores de  $f_{ctm}$  são indicados no Quadro 3.1.

**NOTA:** Quando a evolução da resistência à tracção com o tempo for importante, recomenda-se a realização de ensaios que tenham em conta as condições de exposição e com as dimensões do elemento estrutural.

### 3.1.3 Deformação elástica

(1) As deformações elásticas do betão dependem em grande parte da composição deste (especialmente dos agregados). Os valores indicados na presente Norma deverão ser considerados indicativos e válidos para aplicações gerais. No entanto, deverão ser explicitamente avaliadas se se considerar que a estrutura é sensível a eventuais desvios destes valores gerais.

(2) O módulo de elasticidade de um betão depende dos módulos de elasticidade dos seus componentes. No Quadro 3.1 são indicados valores aproximados para o módulo de elasticidade  $E_{cm}$ , módulo secante entre  $\sigma_c = 0$  e  $0,4f_{cm}$ , para betão com agregados de quartzo. Para agregados de calcário e de grés, o valor deverá ser reduzido de 10 % e de 30 %, respectivamente. Para agregados de basalto, o valor deverá ser aumentado de 20 %.

**NOTA:** O Anexo Nacional de um país poderá fornecer informações complementares não contraditórias.

Quadro 3.1 – Características de resistência e de deformação do betão

Classes de resistência do betão															Expressão analítica /Comentários
$f_{ck}$ (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	$f_{cm} = f_{ck} + 8$ (MPa)
$f_{ctm}$ (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	$f_{ctm} = 0,30 \times f_{ck}^{(2/3)} \leq C50/60$ $f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln(1 + (f_{cm}/10))$ $> C50/60$
$f_{ctk,0,05}$ (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	$f_{ctk,0,05} = 0,7 \times f_{ctm}$ quantilho de 5 %
$f_{ctk,0,95}$ (MPa)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6	$f_{ctk,0,95} = 1,3 \times f_{ctm}$ quantilho de 95 %
$E_{cm}$ (GPa)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm} = 22[(f_{cm})/10]^{0,3}$ ( $f_{cm}$ em MPa)
$\epsilon_{c1}$ (‰)	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8	ver a Figura 3.2 $\epsilon_{c1}^{(0/100)} = 0,7 \cdot f_{cm}^{0,31} \leq 2,8$
$\epsilon_{cu1}$ (‰)					3,5					3,2	3,0	2,8	2,8	2,8	ver a Figura 3.2 para $f_{ck} \geq 50$ MPa $\epsilon_{cu1}^{(0/100)} = 2,8 + 27[(98 - f_{cm})/100]^4$
$\epsilon_{c2}$ (‰)					2,0					2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	ver a Figura 3.3 para $f_{ck} \geq 50$ MPa $\epsilon_{c2}^{(0/100)} = 2,0 + 0,085(f_{ck} - 50)^{0,53}$
$\epsilon_{cu2}$ (‰)					3,5					3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	ver a Figura 3.3 para $f_{ck} \geq 50$ MPa $\epsilon_{cu2}^{(0/100)} = 2,6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$
$n$					2,0					1,75	1,6	1,45	1,4	1,4	para $f_{ck} \geq 50$ MPa $n = 1,4 + 23,4[(90 - f_{ck})/100]^4$
$\epsilon_{c3}$ (‰)					1,75					1,8	1,9	2,0	2,2	2,3	ver a Figura 3.4 para $f_{ck} \geq 50$ MPa $\epsilon_{c3}^{(0/100)} = 1,75 + 0,55[(f_{ck} - 50)/40]$
$\epsilon_{cu3}$ (‰)					3,5					3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	ver a Figura 3.4 para $f_{ck} \geq 50$ MPa $\epsilon_{cu3}^{(0/100)} = 2,6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$

(3) A variação do módulo de elasticidade com o tempo pode ser estimada por:

$$E_{cm}(t) = (f_{cm}(t) / f_{cm})^{0,3} E_{cm} \quad (3.5)$$

em que  $E_{cm}(t)$  e  $f_{cm}(t)$  são os valores na idade de  $t$  dias, e  $E_{cm}$  e  $f_{cm}$  são os valores determinados à idade de 28 d. A relação entre  $f_{cm}(t)$  e  $f_{cm}$  é obtida pela expressão (3.1).

(4) O coeficiente de Poisson poderá ser considerado igual a 0,2 para betão não fendilhado e a 0 para betão fendilhado.

(5) Na falta de informações mais rigorosas, o coeficiente de dilatação térmica linear poderá ser considerado igual a  $10 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$ .

### 3.1.4 Fluência e retracção

(1)P A fluência e a retracção do betão dependem da humidade ambiente, das dimensões do elemento e da composição do betão. A fluência também depende da idade do betão no primeiro carregamento assim como da duração e da intensidade da carga.

(2) O coeficiente de fluência,  $\varphi(t, t_0)$ , é função do módulo de elasticidade tangente  $E_c$ , que poderá ser considerado igual a  $1,05 E_{cm}$ . Nos casos em que não seja necessária grande exactidão, o valor obtido através da Figura 3.1 poderá ser considerado como o 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.

**NOTA:** Para mais informações, incluindo a evolução da fluência com o tempo, poderá utilizar-se o Anexo B.

(3) A deformação do betão por fluência,  $\varepsilon_{cc}(\infty, t_0)$ , na idade  $t = \infty$  para uma tensão de compressão constante,  $\sigma_c$ , aplicada na idade do betão  $t_0$ , é obtida por:

$$\varepsilon_{cc}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \cdot (\sigma_c / E_c) \quad (3.6)$$

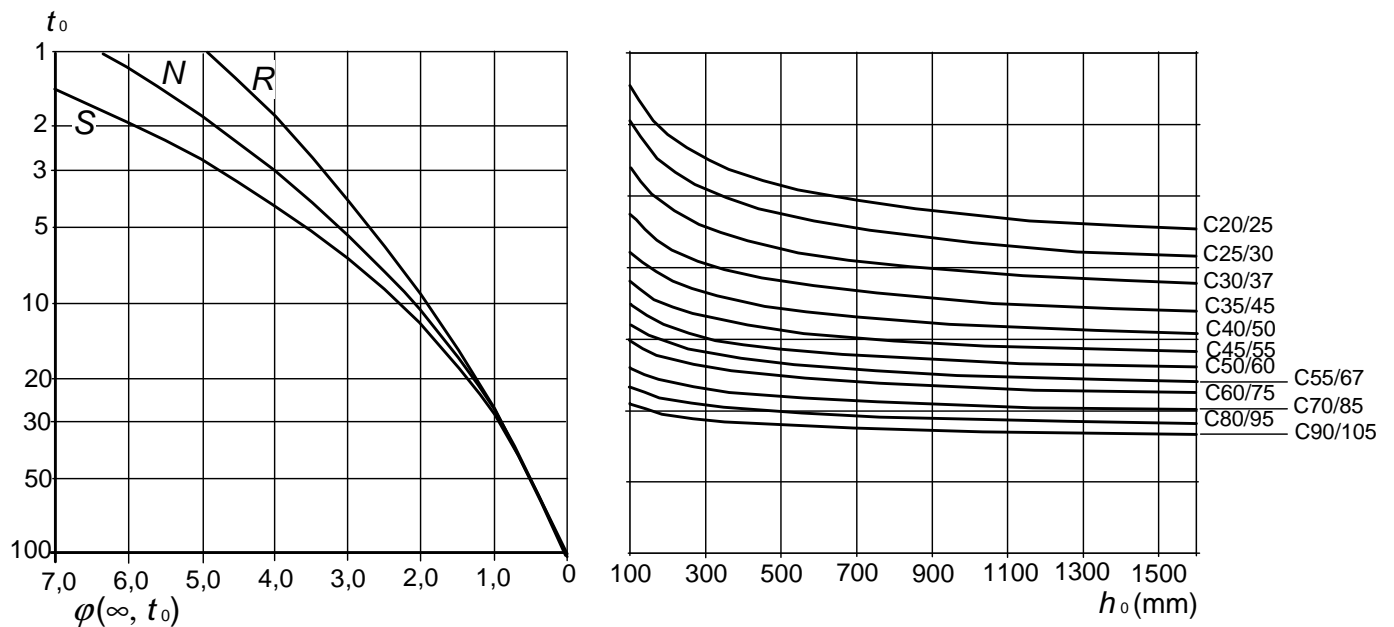
(4) Quando a tensão de compressão do betão na idade  $t_0$  excede o valor  $0,45 f_{ck}(t_0)$ , deverá considerar-se a não linearidade da fluência. Uma tensão tão elevada pode ocorrer em resultado de pré-tensão, por exemplo, ao nível dos cabos nos elementos de betão prefabricado. Neste caso, o coeficiente teórico de fluência não linear deverá ser obtido por:

$$\varphi_{nl}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \exp(1,5 (k_\sigma - 0,45)) \quad (3.7)$$

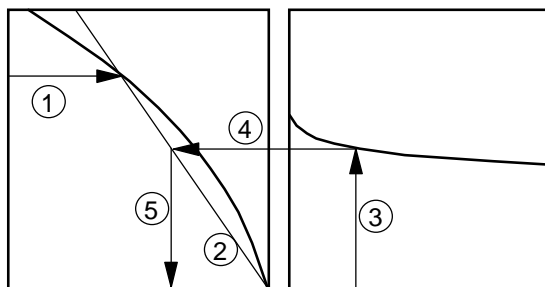
em que:

$\varphi_{nl}(\infty, t_0)$  coeficiente teórico de fluência não linear, que substitui  $\varphi(\infty, t_0)$ ;

$k_\sigma$  razão tensões-resistências  $\sigma_c / f_{ck}(t_0)$ , em que  $\sigma_c$  é a tensão de compressão e  $f_{ck}(t_0)$  é a resistência característica à compressão do betão à data do carregamento.



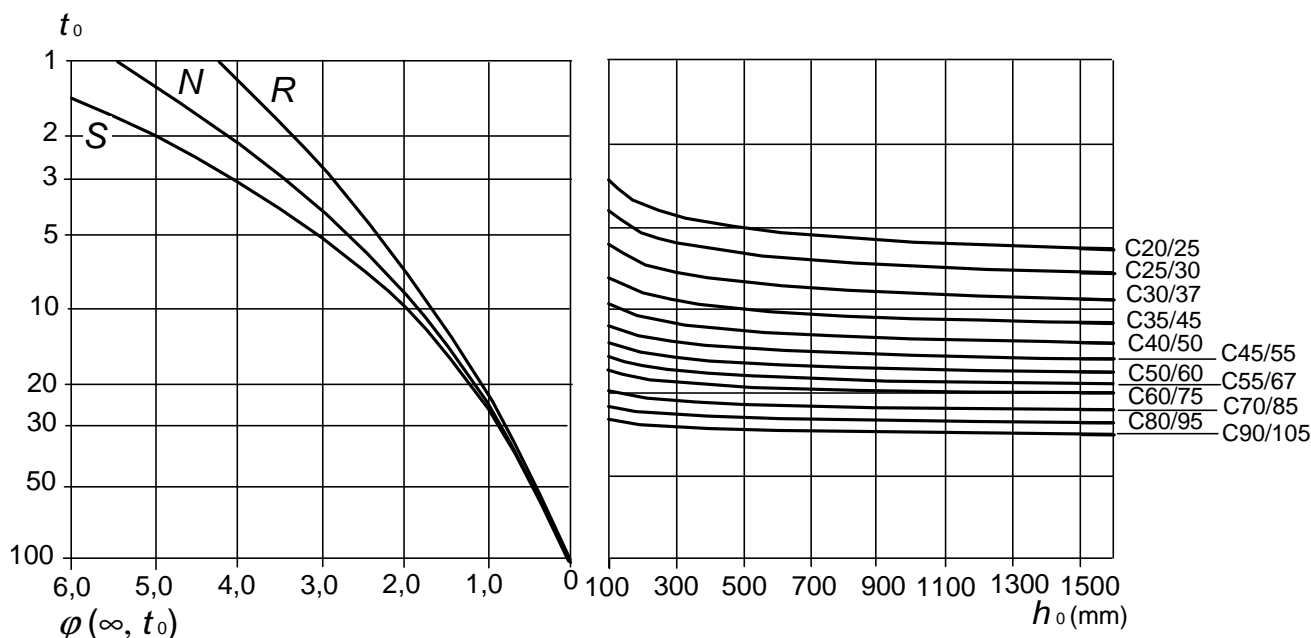
a) ambiente interior - RH = 50 %



Nota:

- o ponto de intersecção entre as linhas 4 e 5 também pode estar acima do ponto 1
- para  $t_0 > 100$  é suficientemente rigoroso considerar  $t_0 = 100$  (e utilizar a linha tangente)

Figura 3.1 – Método para a determinação do coeficiente de fluência,  $\varphi(\infty, t_0)$  para betão em condições ambientais normais (continua)



b) ambiente exterior - RH = 80 %

Figura 3.1 – Método para a determinação do coeficiente de fluência,  $\varphi(\infty, t_0)$  para betão em condições ambientais normais (conclusão)

(5) Os valores indicados na Figura 3.1 são válidos para temperaturas ambientes compreendidas entre - 40 °C e + 40 °C e uma humidade relativa média compreendida entre RH = 40 % e RH = 100 %. Utilizam-se 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 =  $2A_c/u$ , em que  $A_c$  é a área da secção transversal do betão e  $u$  é o perímetro da parte exposta à secagem
- $S$  Classe S, de acordo com 3.1.2(6)
- $N$  Classe N, de acordo com 3.1.2(6)
- $R$  Classe R, de acordo com 3.1.2(6)

(6) A extensão total de retracção é constituída por duas componentes, a extensão de retracção por secagem e a extensão de retracção autogénea. A extensão de retracção por secagem evolui lentamente, uma vez que é função da migração da água através do betão endurecido. A extensão de retracção autogénea desenvolve-se durante o endurecimento do betão: desenvolve-se, portanto, na sua maior parte nos primeiros dias após a betonagem. A retracção autogénea é uma função linear da resistência do betão. Deverá ser considerada de modo específico quando se coloca betão novo sobre betão endurecido. Assim, o valor da extensão total de retracção  $\varepsilon_{cs}$  é igual a:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (3.8)$$

em que:

$\epsilon_{cs}$  extensão total de retracção;

$\epsilon_{cd}$  extensão de retracção por secagem;

$\epsilon_{ca}$  extensão de retracção autogénea.

O valor final da extensão de retracção por secagem,  $\epsilon_{cd,\infty}$ , é igual a  $k_h \cdot \epsilon_{cd,0}$ .  $\epsilon_{cd,0}$  poderá obter-se no Quadro 3.2 (valores médios prováveis, com um coeficiente de variação da ordem de 30 %).

**NOTA:** A expressão para  $\epsilon_{cd,0}$  é indicada no Anexo B.

Quadro 3.2 – Valores nominais da retracção livre por secagem  $\epsilon_{cd,0}$  (em ‰) para o betão com cimentos CEM da Classe N

$f_{ck}/f_{ck,cube}$ (MPa)	Humidade relativa (em ‰)					
	20	40	60	80	90	100
20/25	0,62	0,58	0,49	0,30	0,17	0,00
40/50	0,48	0,46	0,38	0,24	0,13	0,00
60/75	0,38	0,36	0,30	0,19	0,10	0,00
80/95	0,30	0,28	0,24	0,15	0,08	0,00
90/105	0,27	0,25	0,21	0,13	0,07	0,00

A evolução com o tempo da extensão de retracção por secagem é obtida por:

$$\epsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \epsilon_{cd,0} \quad (3.9)$$

em que

$k_h$  coeficiente que depende da espessura equivalente,  $h_0$ , de acordo com o Quadro 3.3.

Quadro 3.3 – Valores de  $k_h$  na expressão (3.9)

$h_0$	$k_h$
100	1,0
200	0,85
300	0,75
$\geq 500$	0,70

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04 \sqrt{h_0^3}} \quad (3.10)$$



em que:

$t$  idade do betão na data considerada, em dias;

$t_s$  idade do betão (dias) no início da retracção por secagem (ou expansão); normalmente corresponde ao fim da cura;

$h_0$  espessura equivalente (mm) da secção transversal  $= 2A_c/u$ ;

em que:

$A_c$  área da secção transversal do betão;

$u$  perímetro da parte da secção transversal exposta à secagem.

A extensão de retracção autógena é obtida por:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \varepsilon_{ca}(\infty) \quad (3.11)$$

em que:

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5 (f_{ck} - 10) 10^{-6} \quad (3.12)$$

e

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2t^{0,5}) \quad (3.13)$$

em que  $t$  é expresso em dias.

### 3.1.5 Relação tensões-extensões para a análise estrutural não linear

(1) A relação entre  $\sigma_c$  e  $\varepsilon_c$  para o carregamento uniaxial de curta duração, representada na Figura 3.2 (tensão e extensão de compressão expressas em valor absoluto), é obtida pela expressão (3.14):

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k - 2)\eta} \quad (3.14)$$

em que:

$\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1}$ ;

$\varepsilon_{c1}$  extensão correspondente à tensão máxima, de acordo com o Quadro 3.1;

$k = 1,05 E_{cm} \times |\varepsilon_{c1}| / f_{cm}$  ( $f_{cm}$  de acordo com o Quadro 3.1).

A expressão (3.14) é válida para  $0 < |\varepsilon_c| < |\varepsilon_{cu1}|$  em que  $\varepsilon_{cu1}$  é o valor nominal da extensão última.

(2) Poderão aplicar-se outras idealizações para a relação tensões-extensões, na condição de representarem adequadamente o comportamento do betão considerado.

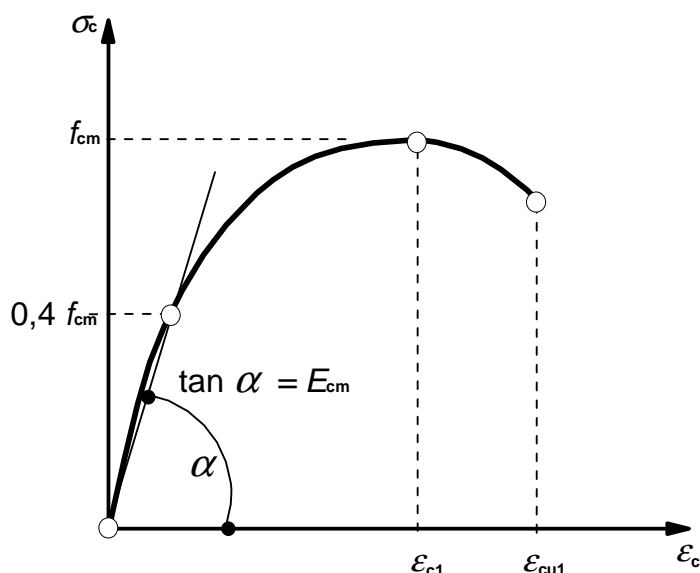


Figura 3.2 – Representação esquemática da relação tensões-extensões para a análise estrutural (a utilização de  $0,4 f_{cm}$  para a definição de  $E_{cm}$  é uma aproximação)

### 3.1.6 Valores de cálculo das tensões de rotura à compressão e à tracção

(1)P O valor de cálculo da tensão de rotura à compressão é definido por:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c \quad (3.15)$$

em que:

$\gamma_c$  coeficiente parcial de segurança relativo ao betão, ver 2.4.2.4;

$\alpha_{cc}$  coeficiente que tem em conta os efeitos de longo prazo na resistência à compressão e os efeitos desfavoráveis resultantes do modo como a carga é aplicada.

**NOTA:** O valor de  $\alpha_{cc}$  a utilizar num determinado país deverá situar-se entre 0,8 e 1,0 e poderá ser indicado no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado é 1.

(2)P O valor de cálculo da tensão de rotura à tracção,  $f_{ctd}$ , é definido por:

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} f_{ctk,0,05} / \gamma_c \quad (3.16)$$

em que:

$\gamma_c$  coeficiente parcial de segurança relativo ao betão, ver 2.4.2.4;

$\alpha_{ct}$  coeficiente que tem em conta os efeitos de longo prazo na resistência à tracção e os efeitos desfavoráveis resultantes do modo como a carga é aplicada.

**NOTA:** O valor de  $\alpha_{ct}$  a utilizar num determinado país poderá ser indicado no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado é 1,0.

### 3.1.7 Relações tensões-extensões para o cálculo de secções transversais

(1) Para o cálculo de secções transversais, poderá utilizar-se a seguinte relação tensões-extensões, ver a Figura 3.3 (extensão de compressão considerada positiva):

$$\sigma_c = f_{cd} \left[ 1 - \left( 1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right] \quad \text{para } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2} \quad (3.17)$$

$$\sigma_c = f_{cd} \quad \text{para } \varepsilon_{c2} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2} \quad (3.18)$$

em que:

$n$  expoente, de acordo com o Quadro 3.1;

$\varepsilon_{c2}$  extensão ao ser atingida a resistência máxima, de acordo com o Quadro 3.1;

$\varepsilon_{cu2}$  extensão última, de acordo com o Quadro 3.1.

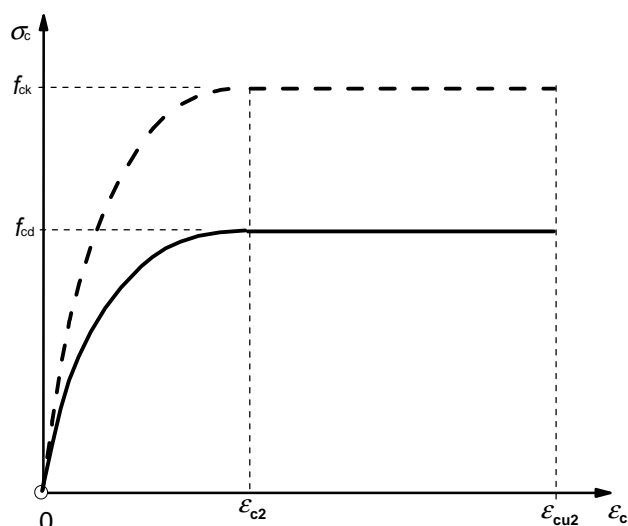


Figura 3.3 – Diagrama parábola-retângulo para o betão comprimido

(2) Poderão utilizar-se outras idealizações para a relação simplificada tensões-extensões na condição de serem equivalentes ou mais conservativas do que a definida em (1), por exemplo um diagrama bilinear como representado na Figura 3.4 (tensão e extensão de compressão, expressas em valor absoluto) com os valores de  $\varepsilon_{c3}$  e  $\varepsilon_{cu3}$  de acordo com o Quadro 3.1.

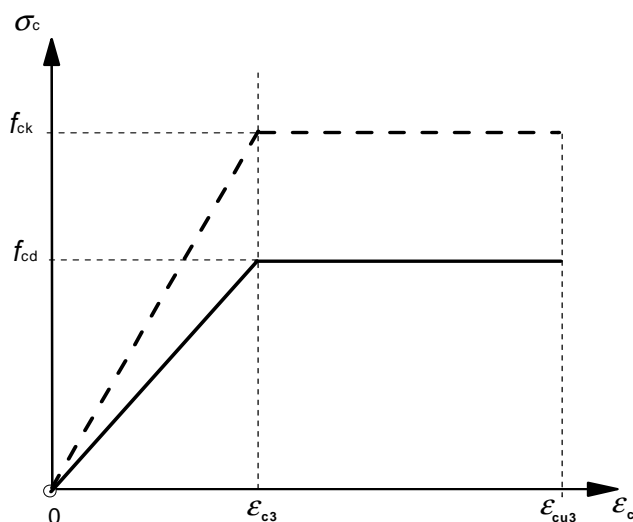


Figura 3.4 – Diagrama bilinear de tensões-extensões

(3) Poderá considerar-se uma distribuição rectangular de tensões (ver a Figura 3.5). O coeficiente  $\lambda$ , que define a altura útil da zona comprimida, e o coeficiente  $\eta$ , que define a resistência efectiva, são obtidos por:

$$\lambda = 0,8 \quad \text{para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (3.19)$$

$$\lambda = 0,8 - (f_{ck} - 50)/400 \quad \text{para } 50 \text{ MPa} < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa} \quad (3.20)$$

e

$$\eta = 1,0 \quad \text{para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (3.21)$$

$$\eta = 1,0 - (f_{ck} - 50)/200 \quad \text{para } 50 \text{ MPa} < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa} \quad (3.22)$$

**NOTA:** Se a largura da zona comprimida diminuir na direcção da fibra extrema mais comprimida, o valor  $\eta f_{cd}$  deverá ser reduzido de 10 %.

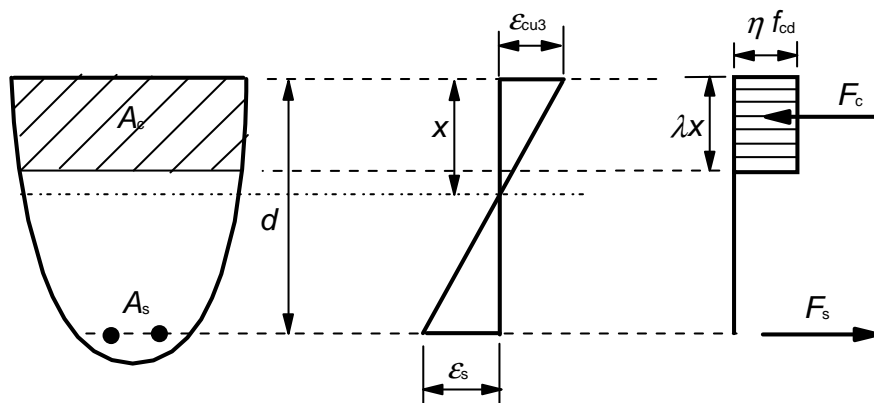


Figura 3.5 – Distribuição rectangular de tensões

### 3.1.8 Tensão de rotura à tracção por flexão

(1) A tensão média de rotura à tracção por flexão dos elementos de betão armado depende da tensão média de rotura à tracção simples e da altura da secção transversal. Poderá utilizar-se a seguinte expressão:

$$f_{ctm,fl} = \max \{ (1,6 - h/1000) f_{ctm}; f_{ctm} \} \quad (3.23)$$

em que:

$h$  altura total do elemento, em mm;

$f_{ctm}$  tensão média de rotura à tracção simples de acordo com o Quadro 3.1.

A relação indicada na expressão (3.23) também se aplica aos valores característicos da tensão de rotura à tracção.

### 3.1.9 Betão cintado

(1) A cintagem do betão provoca uma alteração da relação tensões-extensões: tanto a resistência como as extensões últimas são mais elevadas. Poderá considerar-se no cálculo que as outras características básicas do material não são afectadas.

(2) Na ausência de dados mais precisos, poderá utilizar-se a relação tensões-extensões representada na Figura 3.6 (extensão de compressão considerada positiva), com maiores valores característicos da resistência e das extensões, de acordo com:

$$f_{ck,c} = f_{ck} (1,000 + 5,0 \sigma_2 / f_{ck}) \quad \text{para } \sigma_2 \leq 0,05 f_{ck} \quad (3.24)$$

$$f_{ck,c} = f_{ck} (1,125 + 2,50 \sigma_2 / f_{ck}) \quad \text{para } \sigma_2 > 0,05 f_{ck} \quad (3.25)$$

$$\varepsilon_{c2,c} = \varepsilon_{c2} (f_{ck,c} / f_{ck})^2 \quad (3.26)$$

$$\varepsilon_{cu2,c} = \varepsilon_{cu2} + 0,2 \sigma_2 / f_{ck} \quad (3.27)$$

em que  $\sigma_2$  ( $= \sigma_3$ ) é a tensão efectiva de compressão lateral no estado limite último devida à cintagem, e  $\varepsilon_{c2}$  e  $\varepsilon_{cu2}$  são indicados no Quadro 3.1. A cintagem pode ser realizada através de cintas correctamente fechadas ou de armaduras transversais, que atingem a condição plástica pela extensão lateral do betão.

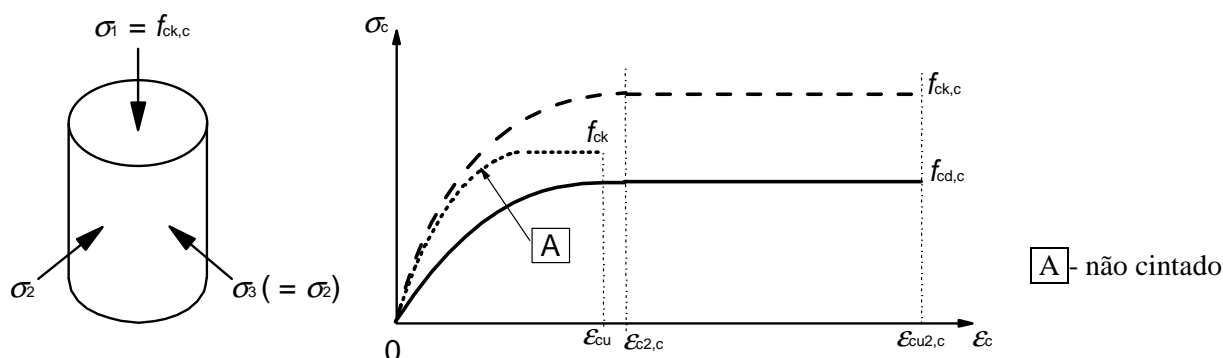


Figura 3.6 – Relação tensões-extensões para betão cintado

## **3.2 Aço para betão armado**

### **3.2.1 Generalidades**

(1)P As secções seguintes dão princípios e regras aplicáveis a armaduras para betão armado em forma de varões, fios, redes electrossoldadas e de vigas em treliça prefabricadas. Não se aplicam a varões com revestimento especial.

(2)P Os requisitos relativos às propriedades das armaduras aplicam-se ao material colocado no betão endurecido. Se os trabalhos no estaleiro puderem afectar as propriedades das armaduras, estas devem ser verificadas depois desses trabalhos.

(3)P Quando se utilizam aços que não estão de acordo com a EN 10080, as suas propriedades devem ser verificadas de acordo com 3.2.2 a 3.2.6 e com o Anexo C.

(4)P As propriedades requeridas para os aços para betão armado devem ser verificadas utilizando os procedimentos de ensaio indicados na EN 10080.

*NOTA:* A EN 10080 faz referência a uma tensão de cedência  $R_e$ , relacionada com os valores característicos, mínimo e máximo, função do nível de qualidade a longo prazo da produção. Ao contrário, o valor característico da tensão de cedência,  $f_{yk}$ , baseia-se unicamente nas armaduras utilizadas numa determinada estrutura. Não existe uma relação directa entre  $f_{yk}$  e  $R_e$ . No entanto, os métodos de avaliação e verificação da tensão de cedência, indicados na EN 10080, são suficientes para uma verificação de  $f_{yk}$ .

(5) As regras de aplicação relativas a vigas em treliça prefabricadas (ver a EN 10080 para a sua definição) aplicam-se apenas às fabricadas com varões nervurados. Vigas em treliça prefabricadas com outros tipos de armaduras poderão ser definidas numa Aprovação Técnica Europeia adequada.

### **3.2.2 Propriedades**

(1)P O comportamento do aço das armaduras para betão armado é definido pelas seguintes propriedades:

- tensão de cedência ( $f_{yk}$  ou  $f_{0,2k}$ );
- tensão de cedência máxima real ( $f_{y,max}$ );
- resistência à tracção ( $f_t$ );
- ductilidade ( $\epsilon_{uk}$  e  $f_t/f_{yk}$ );
- aptidão à dobragem;
- características de aderência ( $f_R$ , ver o Anexo C);
- dimensões e tolerâncias das secções;
- resistência à fadiga;
- soldabilidade;
- resistência ao corte e à soldadura para redes electrossoldadas e vigas em treliça prefabricadas.

(2)P Este Eurocódigo aplica-se a armaduras nervuradas e soldáveis, incluindo redes electrossoldadas. Os processos de soldadura permitidos estão indicados no Quadro 3.4.

*NOTA 1:* As propriedades das armaduras requeridas para a utilização com este Eurocódigo estão indicadas no Anexo C.

*NOTA 2:* As propriedades e regras para a utilização de varões indentados em produtos prefabricados encontram-se na norma de produto aplicável.

(3)P As regras de aplicação constantes neste Eurocódigo relativas ao projecto e às disposições construtivas são válidas para um intervalo especificado de tensões de cedência, tal que  $f_{yk} = 400$  MPa a 600 MPa.

**NOTA:** O limite superior de  $f_{yk}$  dentro deste intervalo a utilizar num determinado país poderá ser indicado no respectivo Anexo Nacional.

(4)P As características da superfície dos varões de alta aderência devem ser tais que assegurem uma aderência adequada com o betão.

(5) Poderá admitir-se uma aderência adequada desde que seja satisfeita a especificação da área relativa das nervuras,  $f_R$ .

**NOTA:** Os valores mínimos da área relativa das nervuras,  $f_R$ , são indicados no Anexo C.

(6)P As armaduras devem possuir uma aptidão à dobragem adequada de modo a permitir a utilização dos diâmetros mínimos dos mandris especificados no Quadro 8.1 e a permitir a desdobragem.

**NOTA:** Para os requisitos de dobragem-desdobragem, ver o Anexo C.

### 3.2.3 Resistência

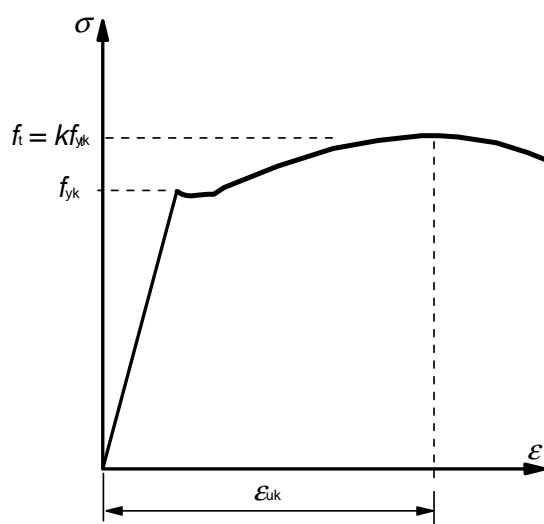
(1)P A tensão de cedência  $f_{yk}$  (ou a tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,2 %,  $f_{0,2k}$ ) e a resistência à tracção  $f_{tk}$  são definidas, respectivamente, como o valor característico da força de cedência e o valor característico da força máxima em tracção simples, divididos pela área nominal da secção transversal.

### 3.2.4 Características de ductilidade

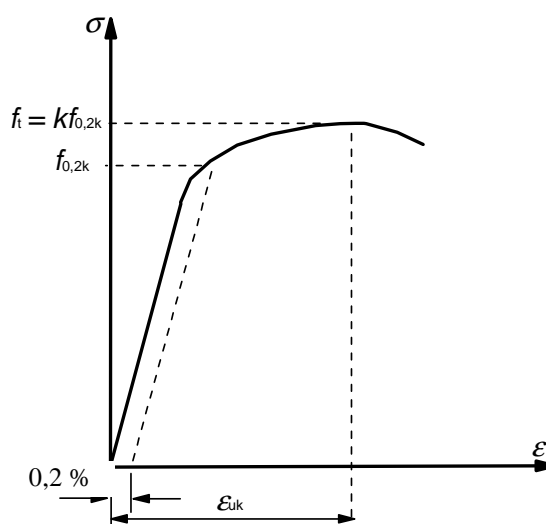
(1)P As armaduras devem apresentar uma ductilidade adequada, definida pela relação entre a resistência à tracção e a tensão de cedência,  $(f_t/f_y)_k$ , e pela extensão na carga máxima,  $\epsilon_{uk}$ .

(2) A Figura 3.7 representa as curvas tensões-extensões para aço típico laminado a quente e aço típico endurecido a frio.

**NOTA:** Os valores de  $k = (f_t/f_y)_k$  e de  $\epsilon_{uk}$  para as Classes A, B e C são indicados no Anexo C.



a) Aço laminado a quente



b) Aço endurecido a frio

Figura 3.7 – Diagrama tensões-extensões do aço típico de armaduras para betão armado (a tensão de tracção e a extensão de tracção são indicadas em valor absoluto)

### 3.2.5 Soldadura

(1)P Os processos de soldadura das armaduras devem estar de acordo com o Quadro 3.4, e a soldabilidade deve estar de acordo com a EN 10080.

Quadro 3.4 – Processos de soldadura permitidos e exemplos de aplicação

Caso de carga	Processo de soldadura	Varões traccionados <sup>1)</sup>	Varões comprimidos <sup>1)</sup>
Predominantemente estático  (ver 6.8.1(2))	soldadura por arco eléctrico com projecção de partículas	emenda topo a topo	
	soldadura por arco eléctrico manual e soldadura por arco eléctrico com eléctrodo de enchimento	emenda topo a topo com $\phi \geq 20$ mm, com cobre-junta, por sobreposição, por ligação em cruz <sup>3)</sup> , emenda com outros elementos de aço	
	soldadura em atmosfera activa <sup>2)</sup>	emenda por cobre-junta, sobreposição, ligação de varões cruzados <sup>3)</sup> e com outros elementos de aço	
		-	emenda topo a topo com $\phi \geq 20$ mm
	soldadura por fricção	emenda topo a topo, emenda com outros elementos de aço	
	soldadura por resistência	emenda com cobre-junta <sup>4)</sup> por ligação de varões cruzados <sup>2), 4)</sup>	
Não predominantemente estático (ver 6.8.1(2))	soldadura por arco eléctrico com projecção de partículas	emenda topo a topo	
	soldadura por arco eléctrico manual	-	emenda topo a topo com $\phi \geq 14$ mm
	soldadura em atmosfera activa <sup>2)</sup>	-	emenda topo a topo com $\phi \geq 14$ mm
	soldadura por resistência	emenda com cobre-junta <sup>4)</sup> por ligação de varões cruzados <sup>2), 4)</sup>	
<b>NOTAS:</b> <sup>1)</sup> Só os varões com aproximadamente o mesmo diâmetro nominal poderão ser emendados por soldadura. <sup>2)</sup> Relação permitida entre os diâmetros dos varões $\geq 0,57$ . <sup>3)</sup> Para emendas com funções de suporte $\phi \leq 16$ mm. <sup>4)</sup> Para emendas com funções de suporte $\phi \leq 28$ mm.			

(2)P A soldadura dos varões deve ser efectuada, em todos os casos, de acordo com a EN ISO 17660.

(3)P A resistência das soldaduras ao longo do comprimento de amarração de redes electrossoldadas deve ser suficiente para resistir aos esforços de cálculo.

(4) Poderá admitir-se que a resistência das ligações por soldadura de redes electrossoldadas é adequada se cada ligação for capaz de resistir a uma força de corte não inferior a 25 % do produto do valor característico



especificado da tensão de cedência pela área nominal da secção transversal. Esta força deverá basear-se na área do fio de maior espessura se as duas secções forem diferentes.

### 3.2.6 Fadiga

(1)P Nos casos em que é necessária uma resistência à fadiga, esta deve ser verificada de acordo com a EN 10080.

**NOTA:** São fornecidas informações no Anexo C.

### 3.2.7 Hipóteses de cálculo

(1) O cálculo deverá basear-se na área nominal da secção transversal das armaduras para betão armado, sendo os valores de cálculo determinados com base nos valores característicos indicados em 3.2.2.

(2) Para o cálculo corrente, poderá admitir-se qualquer uma das seguintes hipóteses (ver a Figura 3.8):

- um ramo superior inclinado com uma extensão limite de  $\varepsilon_{ud}$  e uma tensão máxima de  $kf_{yk}/\gamma_s$  para  $\varepsilon_{uk}$ , em que  $k = (f_t/f_y)_k$ ;
- um ramo superior horizontal sem necessidade de verificação do limite da extensão.

**NOTA 1:** O valor de  $\varepsilon_{ud}$  a utilizar num determinado país poderá ser indicado no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado é  $0,9\varepsilon_{uk}$ .

**NOTA 2:** O valor de  $(f_t/f_y)_k$  é indicado no Anexo C.

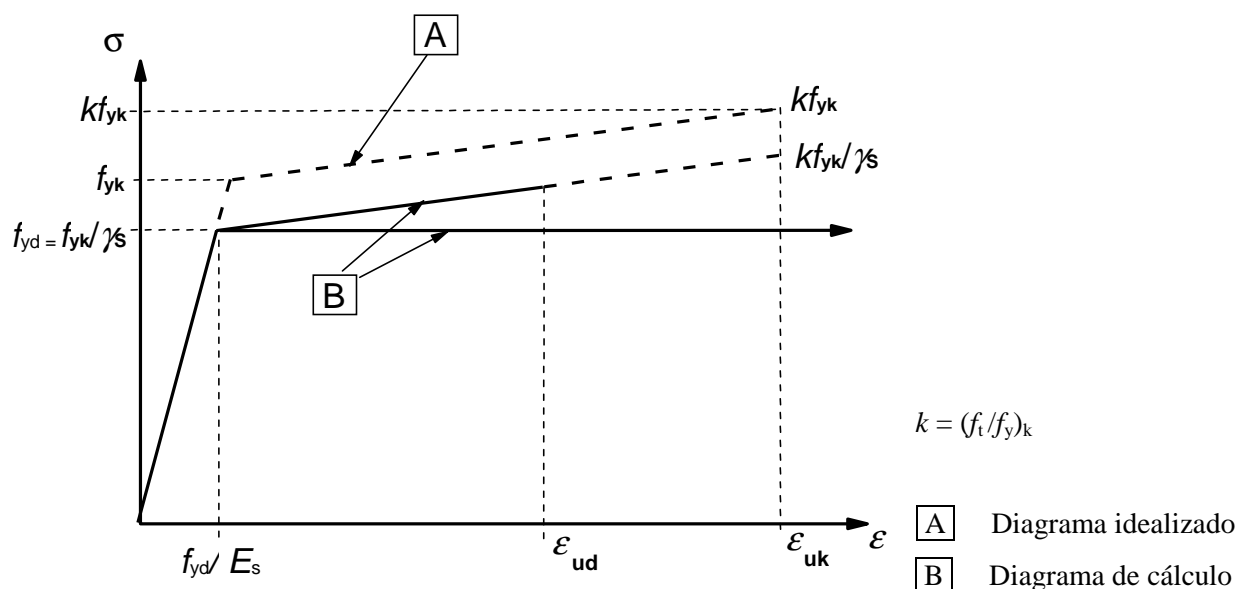


Figura 3.8 – Diagramas tensões-extensões, idealizado e de cálculo, do aço das armaduras para betão armado (traccionado ou comprimido)

(3) O valor médio da massa volúmica poderá admitir-se igual a 7850 kg/m<sup>3</sup>.

(4) O valor de cálculo do módulo de elasticidade,  $E_s$ , poderá admitir-se igual a 200 GPa.

### **3.3 Aço de pré-esforço**

#### **3.3.1 Generalidades**

(1)P A presente secção aplica-se aos fios, varões e cordões utilizados como armaduras de pré-esforço em estruturas de betão.

(2)P As armaduras de pré-esforço devem apresentar uma susceptibilidade à corrosão sob tensão suficientemente baixa.

(3) Poderá admitir-se que o grau de susceptibilidade à corrosão sob tensão é suficientemente baixo se as armaduras de pré-esforço obedecerem aos critérios especificados na EN 10138 ou aos indicados numa Aprovação Técnica Europeia aplicável.

(4) Os requisitos relativos às propriedades das armaduras de pré-esforço aplicam-se aos materiais nas condições finais de colocação na estrutura. Nos casos em que os métodos de produção, de ensaio e de controlo de conformidade das armaduras de pré-esforço estejam de acordo com a EN 10138 ou sejam objecto de uma Aprovação Técnica Europeia, poderá considerar-se que os requisitos deste Eurocódigo são satisfeitos.

(5)P Para aços em conformidade com a presente Norma, a resistência à tracção, a tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,1 % e a extensão na carga máxima são especificadas em termos dos valores característicos; estes valores são designados, respectivamente, por  $f_{pk}$ ,  $f_{p0,1k}$  e  $\epsilon_{uk}$ .

*NOTA:* A EN 10138 refere-se aos valores característico, mínimo e máximo, baseados no nível de qualidade a longo prazo da produção. Ao contrário,  $f_{p0,1k}$  e  $f_{pk}$  são os valores característicos da tensão limite convencional de proporcionalidade e da resistência à tracção baseados unicamente no aço de pré-esforço necessário à estrutura. Não existe uma relação directa entre os dois conjuntos de valores. No entanto, o valor característico do esforço correspondente à extensão de 0,1 %,  $F_{p0,1k}$ , dividido pela área da secção transversal,  $S_n$ , indicado na EN 10138, juntamente com os métodos de avaliação e verificação nela indicados, são suficientes para uma verificação do valor de  $f_{p0,1k}$ .

(6) Quando se utilizam outros aços, que não estejam de acordo com a EN 10138, as propriedades poderão ser indicadas numa adequada Aprovação Técnica Europeia.

(7)P Cada produto deve ser facilmente identificável de acordo com o sistema de classificação indicado em 3.3.2(2)P.

(8)P As armaduras de pré-esforço devem ser classificadas, em relação à relaxação, de acordo com 3.3.2(4)P ou como indicado numa Aprovação Técnica Europeia aplicável.

(9)P Cada fornecimento deve ser acompanhado de um certificado contendo todas as informações necessárias à sua identificação, de acordo com as alíneas (i) a (iv) de 3.3.2(2)P, bem como outras informações eventualmente necessárias.

(10)P Não é permitida a existência de quaisquer soldaduras nos fios e varões. Nos fios constituintes dos cordões poderão existir soldaduras desfasadas desde que executadas antes da trefilagem a frio.

(11)P No caso de armaduras de pré-esforço fornecidas em rolo, a flecha máxima registada após o desenrolamento de um comprimento de fio ou cordão deve ser conforme à EN 10138, a não ser que seja especificada numa Aprovação Técnica Europeia aplicável.

#### **3.3.2 Propriedades**

(1)P As propriedades dos aços de pré-esforço estão indicadas na EN 10138, Partes 2 a 4, ou numa Aprovação Técnica Europeia.

(2)P As armaduras de pré-esforço (fios, cordões e varões) devem ser classificadas em função das seguintes características:

- (i) resistência, indicando o valor característico da tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,1 % ( $f_{p0,1k}$ ), o valor da relação entre a resistência à tracção e a tensão limite convencional de proporcionalidade ( $f_{pk}/f_{p0,1k}$ ) e a extensão na carga máxima ( $\epsilon_{uk}$ );
- (ii) classe, indicando o comportamento em relação à relaxação;
- (iii) secção;
- (iv) características da superfície.

(3)P A diferença entre a massa real e a massa nominal das armaduras de pré-esforço não deve exceder os limites especificados na EN 10138 ou numa Aprovação Técnica Europeia aplicável.

(4)P Na presente Norma, definem-se três classes de relaxação:

- Classe 1: fios ou cordões – relaxação normal;
- Classe 2: fios ou cordões – baixa relaxação;
- Classe 3: barras laminadas a quente e com tratamento complementar.

**NOTA:** A Classe 1 não está abrangida pela EN 10138.

(5) Os cálculos para as perdas devidas à relaxação do aço de pré-esforço deverão basear-se no valor de  $\rho_{1000}$ , a perda devida à relaxação (em %) às 1000 h depois da aplicação de pré-esforço e a uma temperatura média de 20 °C (ver a EN 10138 para a definição do ensaio de relaxação isotérmico).

**NOTA:** O valor de  $\rho_{1000}$  é expresso em percentagem da tensão inicial e é obtido para uma tensão inicial igual a  $0,7f_p$  em que  $f_p$  é a resistência à tracção real das amostras do aço de pré-esforço. Para efeitos de cálculo, utiliza-se o valor característico da resistência à tracção ( $f_{pk}$ ), o que é tido em conta nas expressões que se seguem.

(6) Os valores de  $\rho_{1000}$  podem ser considerados iguais a 8 % para a Classe 1, 2,5 % para a Classe 2 e 4 % para a Classe 3, ou os indicados em certificado.

(7) A perda devida à relaxação poderá ser obtida a partir dos certificados de ensaio dos fabricantes ou definida como a relação, em percentagem, entre a variação da tensão de pré-esforço e a tensão inicial de pré-esforço, determinada aplicando uma das expressões indicadas a seguir. As expressões (3.28) e (3.29) aplicam-se, respectivamente, a fios ou cordões das armaduras de pré-esforço de relaxação normal e a armaduras de pré-esforço de baixa relaxação, enquanto a expressão (3.30) se aplica a barras laminadas a quente e com tratamento complementar.

$$\text{Classe 1} \quad \frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 5,39 \rho_{1000} e^{6,7\mu} \left( \frac{t}{1000} \right)^{0,75(1-\mu)} 10^{-5} \quad (3.28)$$

$$\text{Classe 2} \quad \frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 0,66 \rho_{1000} e^{9,1\mu} \left( \frac{t}{1000} \right)^{0,75(1-\mu)} 10^{-5} \quad (3.29)$$

$$\text{Classe 3} \quad \frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 1,98 \rho_{1000} e^{8\mu} \left( \frac{t}{1000} \right)^{0,75(1-\mu)} 10^{-5} \quad (3.30)$$

em que:

$\Delta\sigma_{pr}$  valor absoluto das perdas de pré-esforço devidas à relaxação;

$\sigma_{pi}$  para a pós-tensão,  $\sigma_{pi}$  é o valor absoluto da tensão inicial de pré-esforço  $\sigma_{pi} = \sigma_{pm0}$  (ver também 5.10.3(2));

para a pré-tensão,  $\sigma_{pi}$  é a tensão de tracção máxima aplicada nas armaduras de pré-esforço deduzidas as perdas instantâneas que ocorrem durante as operações de pré-esforço (ver 5.10.4(1)(i));

$t$  tempo depois da aplicação de pré-esforço (em horas);

$\mu = \sigma_{pi} / f_{pk}$ , em que  $f_{pk}$  é o valor característico da resistência à tracção do aço de pré-esforço;

$\rho_{1000}$  valor da perda devida à relaxação (em %), às 1000 h depois da aplicação de pré-esforço e a uma temperatura média de 20 °C.

**NOTA:** Quando as perdas devidas à relaxação são calculadas para diferentes intervalos de tempo (diferentes fases) e é necessária uma maior exactidão, deverá consultar-se o Anexo D.

(8) Os valores a longo prazo (finais) das perdas devidas à relaxação poderão ser estimados para um tempo  $t$  igual a 500 000 h (ou seja, cerca de 57 anos).

(9) As perdas devidas à relaxação são muito sensíveis à temperatura do aço. Nos casos em que se aplica um tratamento térmico ao betão (por exemplo, cura por meio de vapor), aplica-se o disposto em 10.3.2.1. Nos outros casos, quando a temperatura é superior a 50 °C, as perdas devidas à relaxação deverão ser verificadas.

### 3.3.3 Resistência

(1)P A tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,1 % ( $f_{p0,1k}$ ) e a resistência à tracção ( $f_{pk}$ ) são definidas, respectivamente, como o valor característico da força correspondente à extensão limite convencional de proporcionalidade a 0,1 % e o valor característico da força máxima em tracção simples, dividido pela área nominal da secção transversal conforme indicado na Figura 3.9.

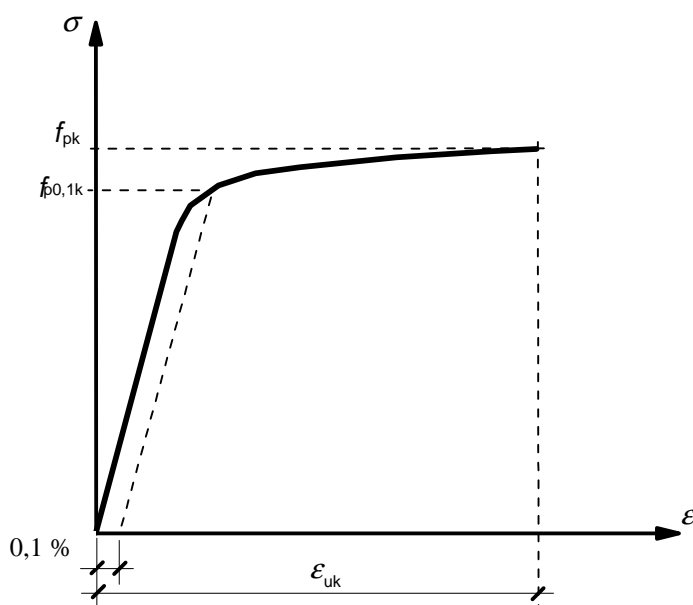


Figura 3.9 – Diagrama tensões-extensões do aço típico de pré-esforço (a tensão de tracção e a extensão de tracção são indicadas em valor absoluto)

### 3.3.4 Características de ductilidade

- (1)P As armaduras de pré-esforço devem apresentar uma ductilidade adequada, tal como especificado na EN 10138.
- (2) Poderá admitir-se que a ductilidade ao alongamento das armaduras de pré-esforço é adequada se o valor da sua extensão na carga máxima for o especificado na EN 10138.
- (3) Poderá admitir-se que a ductilidade em flexão das armaduras de pré-esforço é adequada se forem satisfeitos os requisitos de dobragem da EN ISO 15630.
- (4) Os diagramas tensões-extensões das armaduras de pré-esforço, baseados nos dados da sua produção, devem ser preparados e fornecidos pelo fabricante e anexos ao certificado que acompanha o fornecimento (ver 3.3.1(9)P).
- (5) Poderá admitir-se que a ductilidade em tracção das armaduras de pré-esforço é adequada se  $f_{pk}/f_{p0,1k} \geq k$ .

**NOTA:** O valor de  $k$  a utilizar num determinado país poderá ser indicado no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado é 1,1.

### 3.3.5 Fadiga

- (1)P As armaduras de pré-esforço devem apresentar uma resistência à fadiga adequada.
- (2)P O intervalo de variação das tensões de fadiga para as armaduras de pré-esforço deve ser conforme a EN 10138 ou ser indicado numa Aprovação Técnica Europeia.

### 3.3.6 Hipóteses de cálculo

- (1)P A análise estrutural é efectuada com base na área nominal da secção transversal das armaduras de pré-esforço e nos valores característicos  $f_{p0,1k}$ ,  $f_{pk}$  e  $\epsilon_{uk}$ .
- (2) Poderá admitir-se para o módulo de elasticidade,  $E_p$ , um valor de cálculo igual a 205 GPa no caso de fios e varões. O valor real pode variar entre 195 GPa e 210 GPa, consoante o processo de fabrico. Os certificados que acompanham o fornecimento deverão indicar os valores correctos.
- (3) Poderá admitir-se para o módulo de elasticidade,  $E_p$ , um valor de cálculo igual a 195 GPa no caso de cordões. O valor real pode variar entre 185 GPa e 205 GPa, consoante o processo de fabrico. Os certificados que acompanham o fornecimento deverão indicar os valores correctos.
- (4) Para efeitos de cálculo, o valor médio da massa volúmica das armaduras de pré-esforço poderá normalmente ser considerado igual a 7850 kg/m<sup>3</sup>.
- (5) Poderá considerar-se que os valores acima indicados são válidos para temperaturas entre - 40 °C e + 100 °C para o aço de pré-esforço colocado na estrutura.
- (6) O valor de cálculo da tensão do aço,  $f_{pd}$ , é considerado igual a  $f_{p0,1k}/\gamma_s$  (ver a Figura 3.10).
- (7) Para o cálculo das secções, poderá admitir-se qualquer uma das seguintes hipóteses (ver a Figura 3.10):
- um ramo inclinado, com uma extensão limite  $\epsilon_{ud}$ . O cálculo poderá também basear-se na relação tensões/extensões real, se esta for conhecida, com a tensão acima do limite de elasticidade reduzida de forma análoga à da Figura 3.10; ou
  - um ramo superior horizontal sem extensão limite.

**NOTA:** O valor de  $\epsilon_{ud}$  a utilizar num determinado país poderá ser indicado no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado é 0,9 $\epsilon_{uk}$ . Na ausência de valores mais exactos, os valores recomendados são  $\epsilon_{ud} = 0,02$  e  $f_{p0,1k}/f_{pk} = 0,9$ .

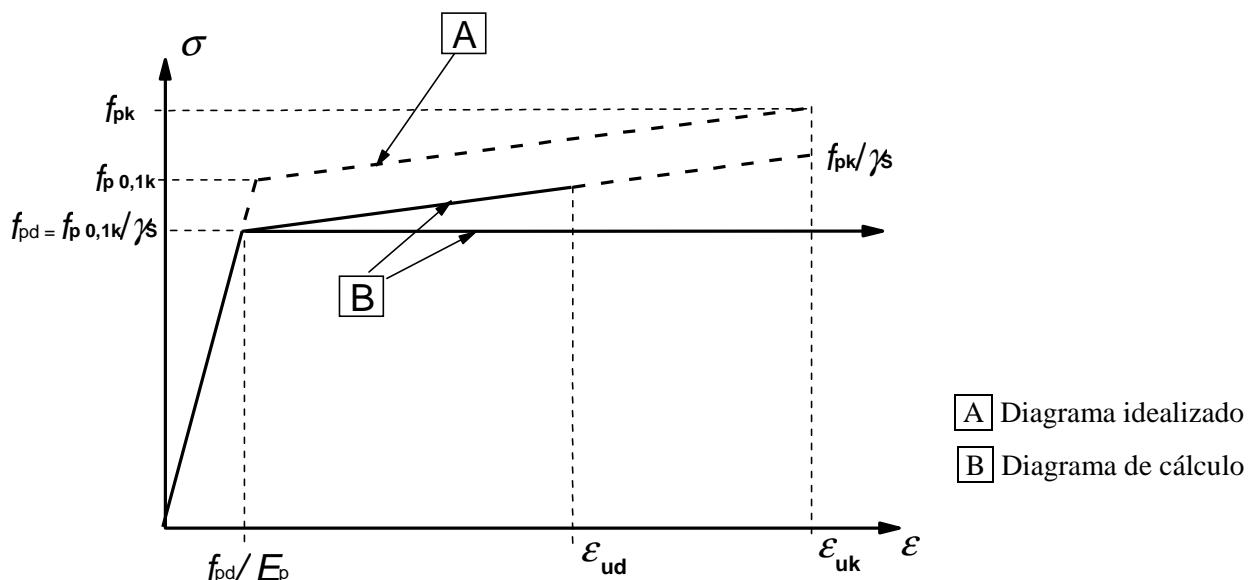


Figura 3.10 – Diagramas, idealizado e de cálculo, de tensões-extensões para aços de pré-esforço  
(a tensão de tracção e a extensão de tracção são expressas em valor absoluto)

### 3.3.7 Armaduras de pré-esforço em bainhas

(1)P As armaduras de pré-esforço alojadas em bainhas (por exemplo, cabos aderentes em bainhas, cabos não aderentes, etc.) devem ser protegidas contra a corrosão de modo adequado e permanente (ver 4.3).

(2)P As armaduras de pré-esforço alojadas em bainhas devem ser devidamente protegidas contra os efeitos do fogo (ver a EN 1992-1-2).

## 3.4 Dispositivos de pré-esforço

### 3.4.1 Ancoragens e acopladores

#### 3.4.1.1 Generalidades

(1)P Aplica-se 3.4.1 aos dispositivos de amarração (ancoragens) e aos dispositivos de ligação (acopladores) utilizados em construções pós-tensionadas, nos casos seguintes:

- (i) as ancoragens são utilizadas para transmitir as forças das armaduras ao betão na zona de amarração;
- (ii) os acopladores são utilizados para ligar armaduras individuais de modo a obter armaduras contínuas.

(2)P As ancoragens e os acopladores do sistema de pré-esforço considerado devem estar de acordo com a Aprovação Técnica Europeia aplicável.

(3)P A pormenorização das zonas de amarração deve ser conforme ao disposto em 5.10, 8.10.3 e 8.10.4.

### **3.4.1.2 Propriedades mecânicas**

#### **3.4.1.2.1 Armaduras ancoradas**

(1)P Os conjuntos armadura de pré-esforço-ancoragem e armadura de pré-esforço-acoplador devem apresentar características de resistência, de alongamento e de resistência à fadiga suficientes para satisfazerem os requisitos do projecto.

(2) Poderá admitir-se que tal se verifica desde que:

- (i) as grandezas geométricas e mecânicas dos materiais dos componentes da ancoragem e do acoplador estejam de acordo com a Aprovação Técnica Europeia aplicável e seja excluída a possibilidade de uma rotura prematura;
- (ii) a rotura da armadura não seja provocada pela ligação à ancoragem ou ao acoplador;
- (iii) o alongamento na rotura dos conjuntos seja  $\geq 2 \%$ ;
- (iv) os conjuntos armadura-ancoragem não estejam localizados em zonas fortemente solicitadas por outras acções;
- (v) as características de fadiga dos componentes das ancoragens e dos acopladores estejam de acordo com a Aprovação Técnica Europeia aplicável.

#### **3.4.1.2.2 Dispositivos de ancoragem e zonas de ancoragem**

(1)P A resistência dos dispositivos de ancoragem e das zonas de ancoragem deve ser suficiente para permitir a transmissão da força de pré-esforço ao betão e a formação de fendas na zona de ancoragem não deve prejudicar o funcionamento das ancoragens.

### **3.4.2 Armaduras de pré-esforço exteriores não aderentes**

#### **3.4.2.1 Generalidades**

(1)P Uma armadura de pré-esforço exterior não aderente é uma armadura localizada no exterior da secção de betão a ela associada e unicamente ligada à estrutura por ancoragens e desviadores.

(2)P O sistema de pós-tensão a utilizar com armaduras exteriores deve estar de acordo com a Aprovação Técnica Europeia aplicável.

(3) As disposições construtivas relativas às armaduras deverão seguir as regras indicadas em 8.10.

#### **3.4.2.2 Ancoragens**

(1) No caso de armaduras não aderentes, o raio de curvatura mínimo da armadura na zona da ancoragem deverá ser indicado na Aprovação Técnica Europeia aplicável.

## **4 Durabilidade e recobrimento das armaduras**

### **4.1 Generalidades**

(1)P Uma estrutura duradoura deve satisfazer, durante o seu tempo de vida, os requisitos de utilização, resistência e estabilidade, sem perda significativa de utilidade nem excesso de manutenção não prevista (para os requisitos gerais, ver também a EN 1990).

(2)P A protecção necessária da estrutura deve ser definida considerando a utilização prevista, o tempo de vida útil de projecto (ver a EN 1990), o programa de manutenção e as acções.

(3)P Deve ser considerada a eventual importância das acções directas e das deformações impostas, das condições ambientais (4.2) e dos efeitos que delas resultam.

*NOTA: Os exemplos incluem as deformações devidas à fluência e à retracção (ver 2.3.2).*

(4) A protecção contra a corrosão do aço das armaduras depende da compacidade, da qualidade e da espessura do recobrimento (ver 4.4) e da fendilhação (ver 7.3). A compacidade e a qualidade do recobrimento obtêm-se controlando o valor máximo da razão água-cimento e o teor mínimo de cimento (ver a EN 206-1) e poderão estar associadas a uma classe de resistência mínima do betão.

*NOTA: No Anexo E são fornecidas mais informações.*

(5) Quando for possível inspeccionar e substituir os elementos de fixação metálicos, estes poderão ser utilizados em situações expostas desde que tenham revestimentos de protecção. Caso contrário, deverão ser utilizados elementos de fixação de materiais resistentes à corrosão.

(6) Para situações especiais deverão considerar-se outros requisitos para além dos indicados nesta secção (por exemplo, obras de natureza provisória ou monumental, estruturas sujeitas a acções extremas ou invulgares, etc.).

## **4.2 Condições ambientais**

(1)P As condições de exposição são as condições químicas e físicas a que a estrutura está exposta para além das acções mecânicas.

(2) As condições ambientais são classificadas de acordo com o Quadro 4.1, com base na EN 206-1.

(3) Além das condições indicadas no Quadro 4.1, deverão considerar-se tipos particulares de acções agressivas ou indirectas, incluindo:

ataque químico resultante, por exemplo, de:

- utilização do edifício ou da estrutura (armazenamento de líquidos, etc.);
- soluções de ácidos ou de sulfatos (EN 206-1, ISO 9690);
- cloretos contidos no betão (EN 206-1);
- reacções álcalis-agregado (EN 206-1, Normas Nacionais);

ataque físico devido, por exemplo, a:

- variações de temperatura;
- abrasão (ver 4.4.1.2 (13));
- penetração de água (EN 206-1).



Quadro 4.1 – Classes de exposição em função das condições ambientais, de acordo com a EN 206-1

Designação da classe	Descrição do ambiente	Exemplos informativos de condições em que poderão ocorrer as classes de exposição
<b>1 Nenhum risco de corrosão ou ataque</b>		
X0	Para betão sem armadura ou elementos metálicos embebidos: todas as exposições excepto em situação de gelo/degelo, abrasão ou ataque químico Para betão com armadura ou elementos metálicos embebidos: muito seco	Betão no interior de edifícios com uma humidade do ar ambiente muito baixa
<b>2 Corrosão induzida por carbonatação</b>		
XC1	Seco ou permanentemente húmido	Betão no interior de edifícios com uma humidade do ar ambiente baixa Betão permanentemente submerso em água
XC2	Húmido, raramente seco	Superfícies de betão sujeitas a contacto prolongado com água Um grande número de fundações
XC3	Humidade moderada	Betão no interior de edifícios com uma humidade do ar ambiente moderada ou elevada Betão exterior protegido da chuva
XC4	Alternadamente húmido e seco	Superfícies de betão sujeitas a contacto com água, não incluídas na classe de exposição XC2
<b>3 Corrosão induzida por cloretos</b>		
XD1	Humidade moderada	Superfícies de betão expostas a cloretos transportados pelo ar
XD2	Húmido, raramente seco	Piscinas Elementos de betão expostos a águas industriais contendo cloretos
XD3	Alternadamente húmido e seco	Elementos de pontes expostos a pulverizações contendo cloretos Pavimentos Lajes de parques de estacionamento
<b>4 Corrosão induzida por cloretos presentes na água do mar</b>		
XS1	Exposto ao sal transportado pelo ar mas não em contacto directo com a água do mar	Estruturas próximas da costa ou na costa
XS2	Permanentemente submerso	Elementos de estruturas marítimas
XS3	Zonas sujeitas aos efeitos das marés, da rebentação e da neblina marítima	Elementos de estruturas marítimas
<b>5 Ataque gelo/degelo</b>		
XF1	Saturação moderada em água, sem produto descongelante	Superfícies verticais de betão expostas à chuva e ao gelo
XF2	Saturação moderada em água, com produto descongelante	Superfícies verticais de betão de estruturas rodoviárias expostas ao gelo e a produtos descongelantes transportados pelo ar
XF3	Saturação elevada em água, sem produtos descongelantes	Superfícies horizontais de betão expostas à chuva e ao gelo
XF4	Saturação elevada em água, com produtos descongelantes ou com água do mar	Estradas e tabuleiros de pontes expostos a produtos descongelantes Superfícies de betão expostas a pulverizações directas contendo produtos descongelantes e expostas ao gelo Zonas sujeitas aos efeitos da rebentação de estruturas marítimas expostas ao gelo
<b>6 Ataque químico</b>		
XA1	Ambiente químico ligeiramente agressivo, de acordo com a EN 206-1, ver o Quadro 2	Terrenos naturais e água do terreno
XA2	Ambiente químico moderadamente agressivo, de acordo com a EN 206-1, ver o Quadro 2	Terrenos naturais e água do terreno
XA3	Ambiente químico altamente agressivo, de acordo com a EN 206-1, ver o Quadro 2	Terrenos naturais e água do terreno

**NOTA:** A composição do betão afecta quer a protecção das armaduras quer a resistência do betão aos ataques. O Anexo E fornece classes de resistência indicativas para as diferentes classes de exposição. Tal poderá conduzir à escolha de classes de resistência mais elevadas do que as que seriam necessárias ao cálculo estrutural. Neste caso, deverá adoptar-se o valor de  $f_{ctm}$  associado à resistência mais elevada para o cálculo da armadura mínima e para o controlo da largura de fendas (ver 7.3.2 a 7.3.4).

### **4.3 Requisitos de durabilidade**

(1)P Para se alcançar o tempo de vida útil de projecto especificado para a estrutura, devem ser tomadas medidas adequadas para proteger cada elemento estrutural das acções ambientais relevantes.

(2)P Os requisitos de durabilidade devem ser considerados:

- na concepção estrutural;
- na selecção dos materiais;
- nos pormenores construtivos;
- na execução;
- no controlo da qualidade;
- nas inspecções;
- nas verificações;
- em disposições particulares (por exemplo, utilização de aço inoxidável, revestimentos, protecção catódica).

### **4.4 Métodos de verificação**

#### **4.4.1 Recobrimento das armaduras**

##### **4.4.1.1 Generalidades**

(1)P O recobrimento das armaduras é a distância entre a superfície da armadura (incluindo ganchos, cintas, estribos e armadura de pele, quando relevante) que fica mais próxima da superfície de betão mais próxima e esta última.

(2)P O recobrimento nominal deve ser especificado nos desenhos. É definido como um recobrimento mínimo,  $c_{\min}$  (ver 4.4.1.2), mais uma margem de cálculo para as tolerâncias de execução,  $\Delta c_{\text{dev}}$  (ver 4.4.1.3):

$$c_{\text{nom}} = c_{\min} + \Delta c_{\text{dev}} \quad (4.1)$$

##### **4.4.1.2 Recobrimento mínimo, $c_{\min}$**

(1)P O recobrimento mínimo das armaduras,  $c_{\min}$ , deve assegurar:

- a transmissão eficaz das forças de aderência (ver também secções 7 e 8);
- a protecção do aço contra a corrosão (durabilidade);
- uma adequada resistência ao fogo (ver a EN 1992-1-2).

(2)P Deve utilizar-se o maior valor de  $c_{\min}$  que satisfaça simultaneamente os requisitos de aderência e de condições ambientais.

$$c_{\min} = \max \{ c_{\min, \text{b}}; c_{\min, \text{dur}} + \Delta c_{\text{dur}, \gamma} - \Delta c_{\text{dur}, \text{st}} - \Delta c_{\text{dur}, \text{add}}; 10 \text{ mm} \} \quad (4.2)$$

em que:

$c_{\min, \text{b}}$  recobrimento mínimo para os requisitos de aderência, ver 4.4.1.2(3);

$c_{\min, \text{dur}}$  recobrimento mínimo relativo às condições ambientais, ver 4.4.1.2(5);

$\Delta c_{\text{dur}, \gamma}$  margem de segurança, ver 4.4.1.2(6);

$\Delta c_{dur,st}$  redução do recobrimento mínimo no caso de utilização de aço inoxidável, ver 4.4.1.2(7);

$\Delta c_{dur,add}$  redução do recobrimento mínimo no caso de protecção adicional, ver 4.4.1.2(8).

(3) Para assegurar simultaneamente a transmissão correcta das forças de aderência e a adequada compactação do betão, o recobrimento das armaduras não deverá ser inferior a  $c_{min,b}$  indicado no Quadro 4.2.

Quadro 4.2 – Recobrimento mínimo,  $c_{min,b}$ , requisitos relativos à aderência

Requisito de aderência	
Disposição dos varões	Recobrimento mínimo $c_{min,b}$ <sup>*)</sup>
Isolados	Diâmetro do varão
Agrupados	Diâmetro equivalente ( $\phi_n$ ) (ver 8.9.1)
*) Se a máxima dimensão do agregado for superior a 32 mm, $c_{min,b}$ deverá ser aumentado de 5 mm.	

**NOTA:** Os valores de  $c_{min,b}$  a utilizar num determinado país para bainhas circulares e rectangulares de armaduras pós-tensionadas aderentes e para armaduras pré-tensionadas poderão ser indicados no respectivo Anexo Nacional. Os valores recomendados para bainhas de pré-esforço por pós-tensão são:

- bainhas circulares: diâmetro;

- bainhas rectangulares: maior do que a menor dimensão mas não inferior a metade da maior dimensão.

Não há requisitos superiores a 80 mm para as bainhas circulares ou rectangulares.

Os valores recomendados para armaduras pré-tensionadas são os seguintes:

-  $1,5 \times$  diâmetro do cordão ou do fio liso;

-  $2,5 \times$  diâmetro do fio indentado.

(4) O recobrimento nominal da amarração das armaduras de pré-esforço deverá ser assegurado de acordo com a Aprovação Técnica Europeia aplicável.

(5) O valor do recobrimento nominal das armaduras para betão armado e das armaduras de pré-esforço no betão de massa volúmica normal, que tem em conta as classes de exposição e as classes estruturais, é representado por  $c_{min,dur}$ .

**NOTA:** A classificação estrutural e os valores de  $c_{min,dur}$  a utilizar num determinado país poderão ser indicados no respectivo Anexo Nacional. A Classe Estrutural recomendada (tempo de vida útil de projecto de 50 anos) é S4 para as resistências indicativas do betão indicadas no Anexo E, e as modificações recomendadas da Classe Estrutural são indicadas no Quadro 4.3N. A Classe Estrutural mínima recomendada é S1.

Os valores recomendados de  $c_{min,dur}$  são indicados no Quadro 4.4N (armaduras para betão armado) e no Quadro 4.5N (armaduras de pré-esforço).

*Quadro 4.3N – Classificação estrutural recomendada*

<i>Classe Estrutural</i>							
<i>Critério</i>	<i>Classe de Exposição de acordo com o Quadro 4.1</i>						
	<i>X0</i>	<i>XC1</i>	<i>XC2 / XC3</i>	<i>XC4</i>	<i>XD1</i>	<i>XD2 / XS1</i>	<i>XD3 / XS2 / XS3</i>
<i>Tempo de vida útil de projecto de 100 anos</i>	<i>Aumentar 2 classes</i>	<i>Aumentar 2 classes</i>	<i>Aumentar 2 classes</i>	<i>Aumentar 2 classes</i>	<i>Aumentar 2 classes</i>	<i>Aumentar 2 classes</i>	<i>Aumentar 2 classes</i>
<i>Classe de Resistência</i> <sup>1) 2)</sup>	$\geq C30/37$ <i>Reduzir 1 classe</i>	$\geq C30/37$ <i>Reduzir 1 classe</i>	$\geq C35/45$ <i>Reduzir 1 classe</i>	$\geq C40/50$ <i>Reduzir 1 classe</i>	$\geq C40/50$ <i>Reduzir 1 classe</i>	$\geq C40/50$ <i>Reduzir 1 classe</i>	$\geq C45/55$ <i>Reduzir 1 classe</i>
<i>Elemento com geometria de laje (posição das armaduras não afectada pelo processo construtivo)</i>	<i>Reduzir 1 classe</i>	<i>Reduzir 1 classe</i>	<i>Reduzir 1 classe</i>	<i>Reduzir 1 classe</i>	<i>Reduzir 1 classe</i>	<i>Reduzir 1 classe</i>	<i>Reduzir 1 classe</i>
<i>Garantia especial de controlo da qualidade da produção do betão</i>	<i>Reduzir 1 classe</i>	<i>Reduzir 1 classe</i>	<i>Reduzir 1 classe</i>	<i>Reduzir 1 classe</i>	<i>Reduzir 1 classe</i>	<i>Reduzir 1 classe</i>	<i>Reduzir 1 classe</i>

*Notas ao Quadro 4.3N:*

- <sup>1)</sup> Considera-se que a classe de resistência e a razão água-cimento estão relacionadas. Poderá considerar-se uma composição especial (tipo de cimento, razão água-cimento, enchimento de finos) a fim de obter uma baixa permeabilidade.
- <sup>2)</sup> O limite poderá ser reduzido de uma classe de resistência se a introdução de ar for superior a 4 %.

*Quadro 4.4N – Valores do recobrimento mínimo,  $c_{\min, \text{dur}}$ , requisitos relativos à durabilidade das armaduras para betão armado, de acordo com a EN 10080*

<i>Requisito ambiental para <math>c_{\min, \text{dur}}</math> (mm)</i>							
<i>Classe Estrutural</i>	<i>Classe de Exposição de acordo com o Quadro 4.1</i>						
	<i>X0</i>	<i>XC1</i>	<i>XC2 / XC3</i>	<i>XC4</i>	<i>XD1 / XS1</i>	<i>XD2 / XS2</i>	<i>XD3 / XS3</i>
<i>S1</i>	<i>10</i>	<i>10</i>	<i>10</i>	<i>15</i>	<i>20</i>	<i>25</i>	<i>30</i>
<i>S2</i>	<i>10</i>	<i>10</i>	<i>15</i>	<i>20</i>	<i>25</i>	<i>30</i>	<i>35</i>
<i>S3</i>	<i>10</i>	<i>10</i>	<i>20</i>	<i>25</i>	<i>30</i>	<i>35</i>	<i>40</i>
<i>S4</i>	<i>10</i>	<i>15</i>	<i>25</i>	<i>30</i>	<i>35</i>	<i>40</i>	<i>45</i>
<i>S5</i>	<i>15</i>	<i>20</i>	<i>30</i>	<i>35</i>	<i>40</i>	<i>45</i>	<i>50</i>
<i>S6</i>	<i>20</i>	<i>25</i>	<i>35</i>	<i>40</i>	<i>45</i>	<i>50</i>	<i>55</i>

*Quadro 4.5N – Valores do recobrimento mínimo,  $c_{\min, \text{dur}}$ , requisitos relativos à durabilidade das armaduras de pré-esforço*

<i>Requisito ambiental para <math>c_{\min, \text{dur}}</math> (mm)</i>							
<i>Classe Estrutural</i>	<i>Classe de Exposição de acordo com o Quadro 4.1</i>						
	<i>X0</i>	<i>XC1</i>	<i>XC2 / XC3</i>	<i>XC4</i>	<i>XD1 / XS1</i>	<i>XD2 / XS2</i>	<i>XD3 / XS3</i>
<i>S1</i>	10	15	20	25	30	35	40
<i>S2</i>	10	15	25	30	35	40	45
<i>S3</i>	10	20	30	35	40	45	50
<i>S4</i>	10	25	35	40	45	50	55
<i>S5</i>	15	30	40	45	50	55	60
<i>S6</i>	20	35	45	50	55	60	65

(6) O recobrimento das armaduras deverá ser aumentado da margem de segurança,  $\Delta c_{\text{dur}, \gamma}$ .

**NOTA:** O valor de  $\Delta c_{\text{dur}, \gamma}$  a utilizar num determinado país poderá ser indicado no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado é 0 mm.

(7) Quando se utiliza aço inoxidável ou quando tiverem sido tomadas outras medidas especiais, o recobrimento mínimo poderá ser reduzido de  $\Delta c_{\text{dur}, \text{st}}$ . Nestes casos, deverão considerar-se os seus efeitos sobre todas as propriedades dos materiais relevantes, incluindo a aderência.

**NOTA:** O valor de  $\Delta c_{\text{dur}, \text{st}}$  a utilizar num determinado país poderá ser indicado no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado, na ausência de outras especificações, é 0 mm.

(8) No caso de betão com protecção adicional (por exemplo, revestimento), o recobrimento mínimo poderá ser reduzido de  $\Delta c_{\text{dur}, \text{add}}$ .

**NOTA:** O valor de  $\Delta c_{\text{dur}, \text{add}}$  a utilizar num determinado país poderá ser indicado no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado, na ausência de outras especificações, é 0 mm.

(9) No caso de uma betonagem contra outros elementos de betão (prefabricado ou betonado *in situ*), o recobrimento mínimo das armaduras medido em relação à interface poderá ser reduzido para um valor correspondente ao requerido para a aderência (ver (3) acima), desde que:

- a classe de resistência do betão seja pelo menos C25/30;
- o tempo de exposição da superfície de betão ao ambiente exterior seja de curta duração (< 28 d);
- a interface tenha sido tornada rugosa.

(10) Para armaduras não aderentes, o recobrimento deverá ser conforme a Aprovação Técnica Europeia aplicável.

(11) No caso de paramentos irregulares (por exemplo, betão com agregados à vista), o recobrimento mínimo deverá ser aumentado pelo menos de 5 mm.

(12) Quando se prevê gelo/degelo ou ataque químico ao betão (Classes XF e XA), deverá prestar-se especial atenção à composição do betão (ver a EN 206-1, secção 6). Em situações deste tipo, um recobrimento de acordo com 4.4 será normalmente suficiente.

(13) No que respeita à abrasão do betão, deverá prestar-se especial atenção aos agregados, de acordo com a EN 206-1. Uma opção consiste em ter em conta a abrasão do betão aumentando o recobrimento das armaduras (espessura sacrificial). Neste caso, o recobrimento mínimo  $c_{\min}$  deverá ser aumentado de  $k_1$  para a Classe de Abrasão XM1, de  $k_2$  para XM2 e de  $k_3$  para XM3.

**NOTA:** A Classe de Abrasão XM1 corresponde a uma abrasão moderada, idêntica à dos elementos de parques industriais sujeitos à circulação de veículos com pneus. A Classe de Abrasão XM2 corresponde a uma abrasão forte, idêntica à dos elementos de parques industriais sujeitos à circulação de empilhadores com pneus ou rodas de borracha maciças. A Classe de Abrasão XM3 corresponde a uma abrasão extrema idêntica à dos elementos de parques industriais sujeitos à circulação de empilhadores com rodas de elastómero ou metálicas ou de veículos com lagartas.

Os valores de  $k_1$ ,  $k_2$  e  $k_3$  a utilizar num determinado país poderão ser indicados no respectivo Anexo Nacional. Os valores recomendados são 5 mm, 10 mm e 15 mm.

#### 4.4.1.3 Margem de cálculo para tolerâncias de execução

(1)P Para o cálculo do recobrimento nominal,  $c_{nom}$ , deve majorar-se, ao nível do projecto, o recobrimento mínimo para ter em conta as tolerâncias de execução ( $\Delta c_{dev}$ ). O recobrimento mínimo deve ser aumentado do valor absoluto do desvio negativo da tolerância aceitável.

**NOTA:** O valor de  $\Delta c_{dev}$  a utilizar num determinado país poderá ser indicado no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado é 10 mm.

(2) Para edifícios, indica-se a tolerância de execução aceitável na ENV 13670-1. Esta tolerância normalmente também é suficiente para outros tipos de estruturas. Deverá ser considerada quando se escolhe, no projecto, o valor do recobrimento nominal. O valor nominal do recobrimento de projecto deverá ser utilizado nos cálculos e deverá ser indicado nos desenhos, a não ser que seja especificado um outro valor que não o recobrimento nominal (por exemplo, valor mínimo).

(3) Em determinadas situações, a tolerância de execução admissível e, por conseguinte, a margem,  $\Delta c_{dev}$ , poderão ser reduzidas.

**NOTA:** Nessas situações, a redução de  $\Delta c_{dev}$  a utilizar num determinado país poderá ser indicada no respectivo Anexo Nacional. Os valores recomendados são:

- quando o fabrico está sujeito a um sistema de garantia da qualidade, no qual a monitorização inclui medições do recobrimento das armaduras, poderá reduzir-se a margem de cálculo para desvios das tolerâncias de execução  $\Delta c_{dev}$ :

$$10 \text{ mm} \geq \Delta c_{dev} \geq 5 \text{ mm}; \quad (4.3N)$$

- quando é possível assegurar que na monitorização é utilizado um dispositivo de medição muito exacto, e que os elementos não conformes são rejeitados (por exemplo, elementos prefabricados), poderá reduzir-se a margem de cálculo para desvios das tolerâncias de execução  $\Delta c_{dev}$ :

$$10 \text{ mm} \geq \Delta c_{dev} \geq 0 \text{ mm}. \quad (4.4N)$$

(4) No caso de betonagens sobre superfícies irregulares, o recobrimento nominal deverá em geral ser aumentado adoptando maiores tolerâncias no cálculo. O aumento deverá ser função da diferença provocada pela irregularidade, mas o recobrimento nominal deverá ser pelo menos  $k_1$  mm para a betonagem sobre terreno preparado (incluindo betão de limpeza) e  $k_2$  mm para a betonagem directa contra o terreno. O recobrimento das armaduras para superfícies com características especiais, como superfícies estriadas ou com agregados à vista, também deverá ser aumentado para ter em conta a irregularidade da superfície (ver 4.4.1.2(11)).

**NOTA:** Os valores de  $k_1$  e  $k_2$  a utilizar num determinado país poderão ser indicados no respectivo Anexo Nacional. Os valores recomendados são 40 mm e 75 mm.

## 5 Análise estrutural

### 5.1 Generalidades

#### 5.1.1 Requisitos gerais

(1)P O objectivo de uma análise estrutural é o de determinar a distribuição, quer de esforços, quer de tensões, extensões e deslocamentos, em toda ou parte da estrutura. Sempre que necessário deve ser efectuada uma análise local complementar.

*NOTA:* Na generalidade dos casos, a análise terá como objectivo a determinação da distribuição dos esforços. A verificação ou a demonstração da resistência das secções transversais é então feita com base nesses efeitos das acções; contudo, para certos elementos particulares, os métodos de análise utilizados (por exemplo, análise por elementos finitos) não determinam esforços, mas sim tensões, extensões e deslocamentos. São, então, necessários métodos especiais para, a partir desses resultados, efectuar a verificação adequada.

(2) Poderá ser necessário efectuar análises locais quando não seja válida a hipótese de distribuição linear de extensões, por exemplo:

- na vizinhança de apoios;
- em zonas sob a acção de cargas concentradas;
- em nós vigas-pilares;
- em zonas de amarração;
- em zonas de variações bruscas da secção transversal.

(3) No caso de tensões no próprio plano, poderá utilizar-se para o cálculo das armaduras um método simplificado.

*NOTA:* No Anexo F é apresentado um método simplificado.

(4)P As análises devem ser efectuadas utilizando modelos quer da geometria da estrutura quer do seu comportamento. Os modelos escolhidos devem ser adequados ao problema considerado.

(5)P Deve ser considerado no projecto o efeito da geometria e das propriedades da estrutura no seu comportamento em cada fase de construção.

(6) Os modelos de comportamento correntemente utilizados na análise são:

- comportamento elástico linear (ver 5.4);
- comportamento elástico linear com redistribuição limitada (ver 5.5);
- comportamento plástico (ver 5.6), incluindo os modelos de escoras e tirantes (ver 5.6.4);
- comportamento não linear (ver 5.7).

(7) Em edifícios, as deformações dos elementos lineares e das lajes devidas a esforços transversos e a esforços normais poderão ser desprezadas, quando se preveja que sejam inferiores a 10 % das deformações devidas à flexão.

#### 5.1.2 Requisitos especiais para as fundações

(1)P Quando a interacção entre o terreno e a estrutura tiver uma influência significativa nos efeitos das acções na estrutura, devem considerar-se as propriedades do terreno e os efeitos da interacção de acordo com a EN 1997-1.

*NOTA:* Para mais informações sobre a análise de fundações superficiais, ver o Anexo G.

(2) Para o projecto de fundações superficiais, poderão utilizar-se modelos adequadamente simplificados para descrever a interacção entre o terreno e a estrutura.

*NOTA:* Para sapatas simples e encabeçamentos de estacas, os efeitos da interacção entre o terreno e a estrutura poderão, geralmente, ser ignorados.

(3) Para o projecto de estacas isoladas, a determinação das acções deverá ter em conta a interacção entre as estacas, o encabeçamento da estaca e o terreno de apoio.

(4) Quando as estacas estão dispostas em vários alinhamentos, a acção em cada estaca deverá ser determinada considerando a interacção entre as estacas.

(5) Esta interacção poderá ser ignorada quando a distância livre entre as estacas é superior a duas vezes o diâmetro das estacas.

### **5.1.3 Casos de carga e combinações de acções**

(1)P Ao considerar as combinações de acções (ver a secção 6 da EN 1990) devem ser tidos em conta os casos de carga relevantes de modo a permitir a identificação das condições determinantes de projecto de todas as secções, em toda ou parte da estrutura.

*NOTA:* Quando é necessária uma simplificação do número de disposições de carga a utilizar num determinado país, isso é referido no respectivo Anexo Nacional. Recomendam-se para edifícios as seguintes disposições de carga simplificadas:

(a) totalidade das acções permanentes e variáveis ( $\gamma_Q Q_k + \gamma_G G_k + P_m$ ) aplicadas em vãos alternados; restantes vãos apenas com as acções permanentes,  $\gamma_G G_k + P_m$ ; e

(b) totalidade das acções permanentes e variáveis ( $\gamma_Q Q_k + \gamma_G G_k + P_m$ ) aplicadas em dois vãos adjacentes quaisquer; restantes vãos apenas com as acções permanentes,  $\gamma_G G_k + P_m$ .

### **5.1.4 Efeitos de segunda ordem**

(1)P Os efeitos de segunda ordem (ver a secção 1 da EN 1990) devem ser considerados nos casos em que seja provável afectarem significativamente a estabilidade global da estrutura ou de ser atingido nas secções críticas o estado limite último.

(2) Os efeitos de segunda ordem deverão ser considerados de acordo com 5.8.

(3) Para edifícios, os efeitos de segunda ordem inferiores a certos limites poderão ser desprezados (ver 5.8.2(6)).

## **5.2 Imperfeições geométricas**

(1)P Os efeitos desfavoráveis de eventuais imperfeições geométricas da estrutura e de desvios na posição das cargas devem ser considerados na análise de elementos e de estruturas.

*NOTA:* As imperfeições geométricas das secções transversais são normalmente consideradas nos coeficientes de segurança dos materiais. Não deverão ser incluídas na análise estrutural. Uma excentricidade mínima para o cálculo de secções transversais é indicada em 6.1(4).

(2)P As imperfeições devem ser tidas em conta nos estados limites últimos, tanto nas situações de projecto persistentes como nas acidentais.

(3) As imperfeições não têm que ser consideradas nos estados limites de utilização.

(4) As disposições seguintes aplicam-se a elementos em compressão axial e a estruturas submetidas a cargas verticais, principalmente aos edifícios. Os valores numéricos referem-se a tolerâncias normais de execução (Classe 1 na ENV 13670). Para outros desvios (por exemplo, Classe 2), os valores deverão ser ajustados em conformidade.

(5) As imperfeições poderão ser representadas por uma inclinação,  $\theta_i$ , obtida por:



$$\theta_i = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m \quad (5.1)$$

em que:

$\theta_0$  valor básico;

$\alpha_h$  coeficiente de redução relativo ao comprimento ou à altura:  $\alpha_h = 2/\sqrt{l}$  ;  $2/3 \leq \alpha_h \leq 1$ ;

$\alpha_m$  coeficiente de redução relativo ao número de elementos:  $\alpha_m = \sqrt{0,5(1+1/m)}$  ;

$l$  comprimento ou altura [m], ver (6);

$m$  número de elementos verticais que contribuem para o efeito total.

**NOTA:** O valor de  $\theta_0$  a utilizar num determinado país poderá ser indicado no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado é  $1/200$ .

(6) Na expressão (5.1), a definição de  $l$  e  $m$  depende do efeito considerado, para o qual é possível distinguir três casos (ver também a Figura 5.1):

- Efeito num elemento isolado:  $l$  = comprimento real do elemento,  $m = 1$ .
- Efeito num sistema de contraventamento:  $l$  = altura do edifício,  $m$  = número de elementos verticais que transmitem a força horizontal ao sistema de contraventamento.
- Efeito nos pavimentos de contraventamento ou nos diafragmas de coberturas que distribuem as cargas horizontais:  $l$  = altura do piso,  $m$  = número de elementos verticais no(s) piso(s) que transmitem a força horizontal total aplicada ao pavimento.

(7) Para elementos isolados (ver 5.8.1), o efeito das imperfeições poderá ser considerado de uma de duas formas a) ou b):

a) como uma excentricidade,  $e_i$ , obtida por:

$$e_i = \theta_i l_0 / 2 \quad (5.2)$$

em que  $l_0$  é o comprimento efectivo, ver 5.8.3.2.

Para paredes e pilares isolados em estruturas contraventadas,  $e_i = l_0/400$  poderá ser sempre utilizado como simplificação, correspondente a  $\alpha_h = 1$ .

b) como uma força transversal,  $H_i$ , na posição que produz o momento máximo:

para elementos não contraventados (ver a Figura 5.1 a1)):

$$H_i = \theta_i N \quad (5.3a)$$

para elementos contraventados (ver a Figura 5.1 a2)):

$$H_i = 2\theta_i N \quad (5.3b)$$

em que  $N$  é o esforço normal.

**NOTA:** A utilização da excentricidade é indicada para elementos isostáticos, ao passo que a carga transversal pode ser utilizada quer para elementos isostáticos quer para os hiperestáticos. A força  $H_i$  poderá ser substituída por uma outra acção transversal equivalente.

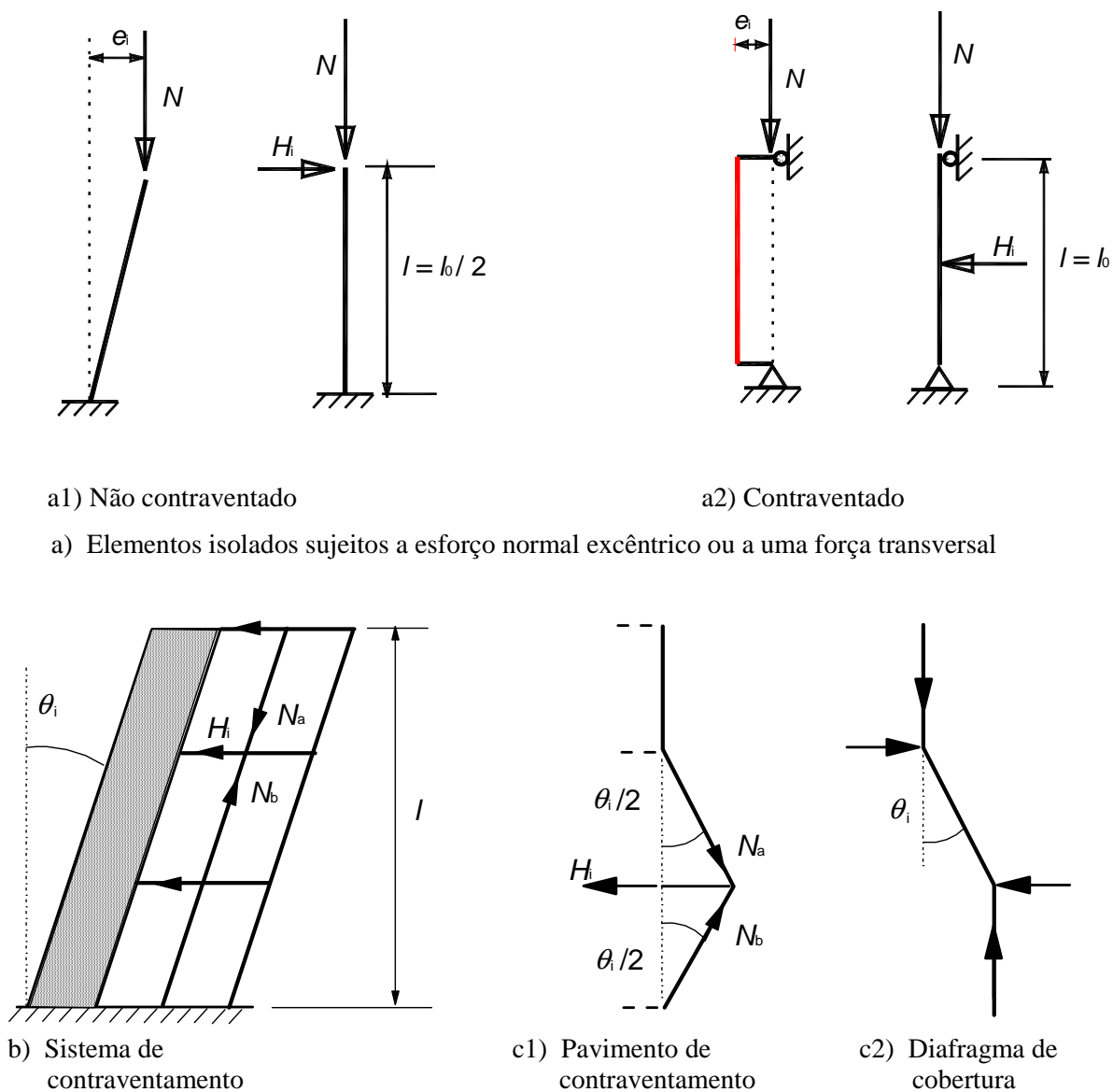


Figura 5.1 – Exemplos do efeito das imperfeições geométricas

(8) Para estruturas, o efeito da inclinação  $\theta_i$  poderá ser representado por forças transversais, a incluir na análise juntamente com outras acções.

Efeito no sistema de contraventamento (ver a Figura 5.1 b)):

$$H_i = \theta_i (N_b - N_a) \quad (5.4)$$

Efeito no pavimento de contraventamento (ver a Figura 5.1 c1)):

$$H_i = \theta_i (N_b + N_a) / 2 \quad (5.5)$$

Efeito no diafragma de cobertura (ver a Figura 5.1 c2)):

$$H_i = \theta_i \cdot N_a \quad (5.6)$$

em que  $N_a$  e  $N_b$  são forças longitudinais que contribuem para  $H_i$ .

(9) Como alternativa simplificada para paredes e pilares isolados em sistemas contraventados, poderá utilizar-se uma excentricidade  $e_i = l_0/400$  para atender às imperfeições relacionadas com as tolerâncias normais de execução (ver 5.2(4)).

### **5.3 Idealização da estrutura**

#### **5.3.1 Modelos estruturais para a análise global**

(1) Os elementos de uma estrutura são classificados, tendo em conta a sua natureza e função, como vigas, pilares, lajes, paredes, placas, arcos, cascas, etc. Indicam-se regras para a análise dos elementos mais comuns e das estruturas constituídas pela sua associação.

(2) Para edifícios, aplica-se o disposto de (3) a (7).

(3) Uma viga é um elemento cujo vão não é inferior a 3 vezes a altura total da sua secção transversal. Caso contrário deverá ser considerada como uma viga-parede.

(4) Uma laje é um elemento cuja dimensão mínima no seu plano não é inferior a 5 vezes a sua espessura total.

(5) Uma laje solicitada predominantemente por cargas uniformemente distribuídas poderá ser considerada como resistente numa só direcção nos casos seguintes:

- ter dois bordos livres (não apoiados) sensivelmente paralelos;
- corresponder à parte central de uma laje sensivelmente rectangular apoiada nos quatro bordos cuja relação entre o vão maior e o vão menor é superior a 2.

(6) Para efeitos de análise, as lajes nervuradas ou aligeiradas não necessitam de ser tratadas como elementos de barra, desde que a lajeta ou lâmina de compressão e as nervuras transversais tenham rigidez de torção suficiente. Tal poderá admitir-se desde que:

- o afastamento das nervuras não exceda 1500 mm;
- a altura da nervura abaixo da lajeta não exceda 4 vezes a sua largura;
- a espessura da lajeta não seja inferior a 1/10 da distância livre entre nervuras ou a 50 mm, o que for maior;
- a distância livre entre nervuras transversais não exceda 10 vezes a espessura total da laje.

A espessura mínima das lajetas poderá ser reduzida de 50 mm para 40 mm nos casos em que se utilizem blocos incorporados entre as nervuras.

(7) Um pilar é um elemento 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. Caso contrário deverá ser considerado como uma parede.

### 5.3.2 Grandezas geométricas

#### 5.3.2.1 Largura efectiva dos banzos (para todos os estados limites)

(1)P Nas vigas em T, a largura efectiva do banzo comprimido, ao longo da qual se podem admitir condições de tensão uniforme, depende das dimensões da alma e do banzo, do tipo de acção, do vão, das condições de apoio e das armaduras transversais.

(2) A determinação da largura efectiva do banzo é função da distância  $l_0$  entre pontos de momento nulo, a qual poderá obter-se na Figura 5.2.

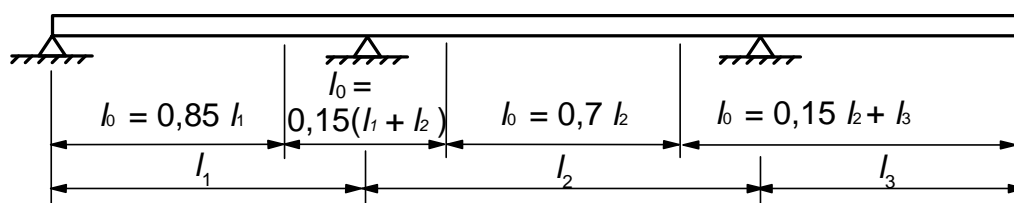


Figura 5.2 – Definição de  $l_0$ , para o cálculo da largura efectiva do banzo

**NOTA:** O vão da consola,  $l_3$ , deverá ser inferior a metade do vão adjacente e a relação entre os vãos de dois tramos adjacentes deverá situar-se entre 2/3 e 1,5.

(3) A largura efectiva do banzo  $b_{\text{eff}}$  para uma viga em T ou para uma viga em L poderá ser considerada igual a:

$$b_{\text{eff}} = \sum b_{\text{eff},i} + b_w \leq b \quad (5.7)$$

em que:

$$b_{\text{eff},i} = 0,2b_i + 0,1l_0 \leq 0,2l_0 \quad (5.7a)$$

e:

$$b_{\text{eff},i} \leq b_i \quad (5.7b)$$

(para as notações, ver as Figuras 5.2 e 5.3).

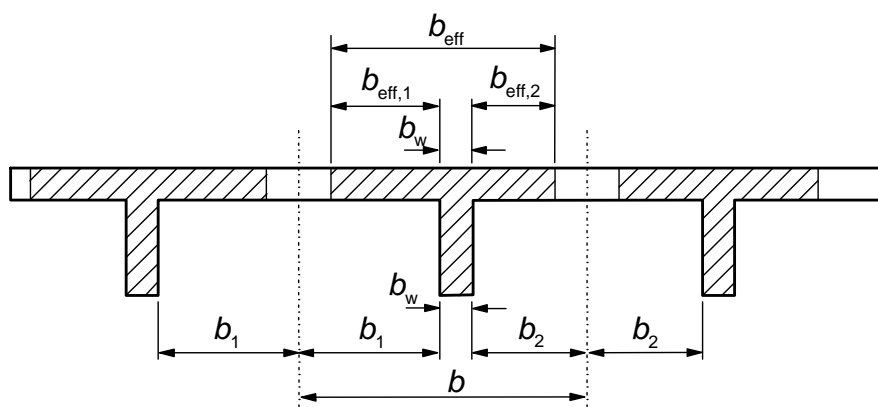


Figura 5.3 – Parâmetros para a determinação da largura efectiva do banzo

(4) Para a análise estrutural, nos casos em que não seja necessária uma grande precisão, poderá admitir-se uma largura constante ao longo de todo o tramo. Deverá, então, adoptar-se o valor aplicável à secção do vão.

### **5.3.2.2 Vão efectivo das vigas e lajes em edifícios**

*NOTA:* As disposições seguintes aplicam-se, principalmente, à análise de elementos. Na análise de sistemas estruturais, poderão adoptar-se algumas das simplificações efectuadas quando tal for apropriado.

(1) O vão efectivo,  $l_{\text{eff}}$ , de um elemento deverá ser calculado do modo seguinte:

$$l_{\text{eff}} = l_n + a_1 + a_2 \quad (5.8)$$

em que:

$l_n$  distância livre entre as faces dos apoios;

os valores de  $a_1$  e  $a_2$ , em cada extremidade do vão, poderão ser determinados a partir dos valores apropriados de  $a_i$  indicados na Figura 5.4, na qual  $t$  é a largura do elemento de apoio, como indicado.

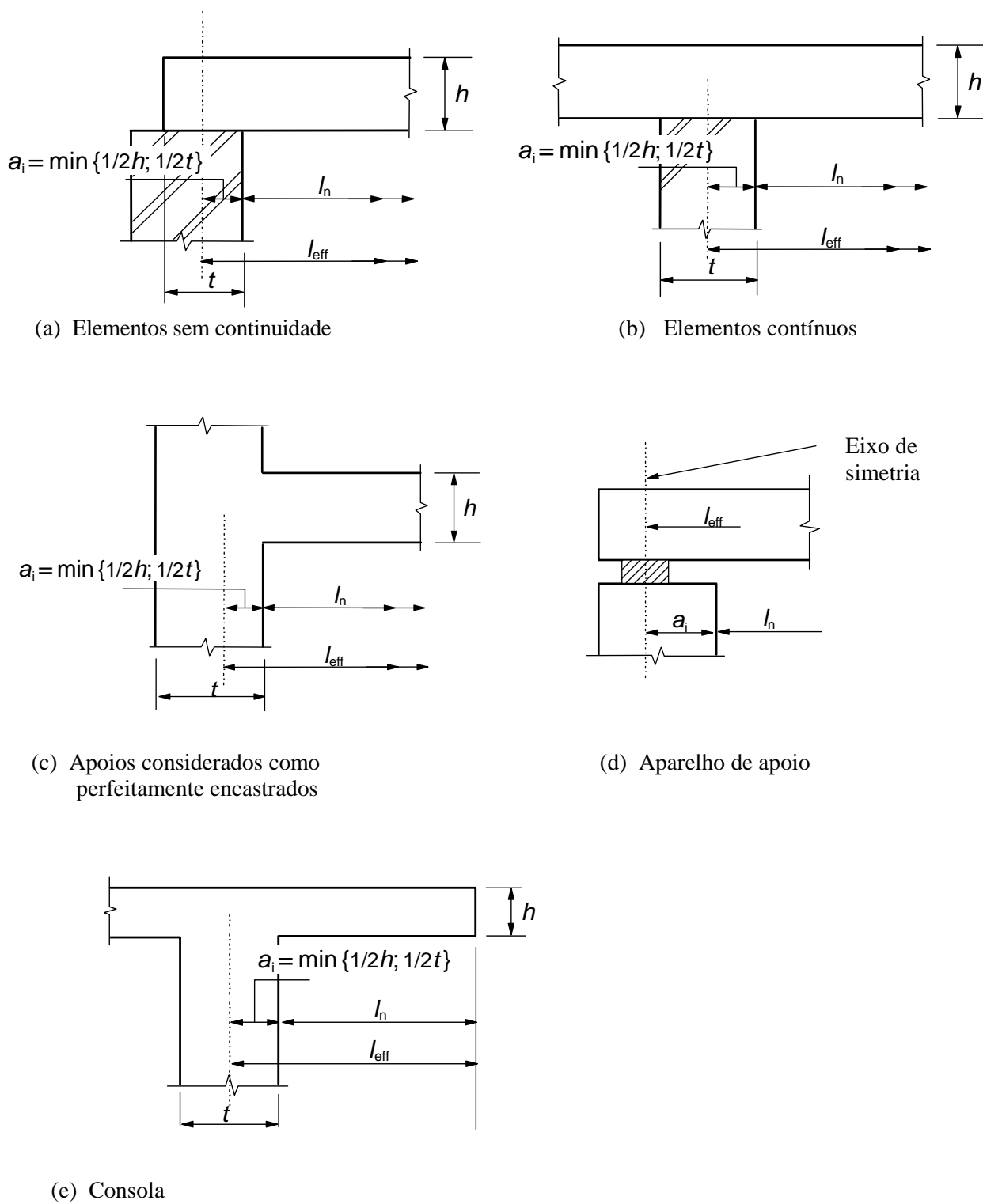


Figura 5.4 – Vão efectivo ( $l_{eff}$ ) para diferentes condições de apoio

(2) Em geral, as lajes e as vigas contínuas poderão ser analisadas admitindo que os apoios não impedem a rotação.

(3) Nos casos em que a viga ou a laje é betonada monoliticamente com os apoios, deverá considerar-se para momento de cálculo crítico no apoio o valor à face do apoio. Em geral, deverá considerar-se para o momento de cálculo e a reacção transmitidos ao apoio (por exemplo, pilar, parede, etc.) o maior dos valores elásticos ou redistribuídos.

*NOTA:* O momento à face do apoio não deverá ser inferior a 0,65 do momento de encastramento.

(4) Independentemente do método de análise utilizado, no caso de continuidade de uma viga ou de uma laje sobre um apoio que se possa considerar como não impedindo a rotação (por exemplo, sobre paredes), o valor de cálculo dos momentos de apoio, calculados com base nos vãos iguais entre eixos dos apoios, poderá ser reduzido de uma quantidade  $\Delta M_{Ed}$ :

$$\Delta M_{Ed} = F_{Ed,sup} t / 8 \quad (5.9)$$

em que:

$F_{Ed,sup}$  valor de cálculo da reacção de apoio;

$t$  largura do apoio (ver a Figura 5.4 b)).

*NOTA:* No caso de aparelhos de apoio,  $t$  deverá ser considerado como a largura do aparelho de apoio.

#### **5.4 Análise elástica linear**

(1) O cálculo de elementos, quer nos estados limites de utilização, quer nos estados limites últimos, poderá ser efectuado com uma análise linear baseada na teoria da elasticidade.

(2) Na determinação dos efeitos das acções, a análise linear poderá ser efectuada admitindo as hipóteses seguintes:

- i) secções não fendilhadas;
- ii) relações tensões-extensões lineares; e
- iii) valores médios do módulo de elasticidade.

(3) Para os efeitos das deformações de origem térmica, dos assentamentos e da retracção no estado limite último, poderá admitir-se uma rigidez reduzida correspondente às secções fendilhadas, desprezando a contribuição do betão traccionado mas incluindo os efeitos da fluência. Para o estado limite de utilização, deverá considerar-se uma evolução gradual da fendilhação.

#### **5.5 Análise elástica linear com redistribuição limitada**

(1)P Nos vários domínios do projecto, deve ser tomada em conta a influência de uma redistribuição dos momentos.

(2) A análise linear com redistribuição limitada poderá ser aplicada na verificação dos elementos estruturais em relação aos estados limites últimos.

(3) Os momentos no estado limite último, calculados com base numa análise elástica linear, poderão ser redistribuídos desde que a distribuição de momentos daí resultante continue a equilibrar as cargas aplicadas.

(4) Nos casos de vigas ou lajes contínuas:

- a) solicitadas predominantemente à flexão e
- b) em que a relação entre vãos adjacentes esteja entre 0,5 e 2,

a redistribuição dos momentos flectores poderá ser efectuada sem uma verificação explícita da capacidade de rotação, desde que:

$$\delta \geq k_1 + k_2 x_u / d \text{ para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (5.10a)$$

$$\delta \geq k_3 + k_4 x_u / d \text{ para } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \quad (5.10b)$$

$\geq k_5$  quando são utilizadas armaduras da Classe B ou da Classe C (ver o Anexo C)

$\geq k_6$  quando são utilizadas armaduras da Classe A (ver o Anexo C)

em que:

$\delta$  relação entre o momento após a redistribuição e o momento flector elástico;

$x_u$  profundidade do eixo neutro no estado limite último após a redistribuição;

$d$  altura útil da secção.

**NOTA:** Os valores de  $k_1$ ,  $k_2$ ,  $k_3$ ,  $k_4$ ,  $k_5$  e  $k_6$  a utilizar num determinado país poderão ser indicados no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado para  $k_1$  é 0,44, para  $k_2$  é  $1,25(0,6 + 0,0014/\epsilon_{cu2})$ , para  $k_3$  = 0,54, para  $k_4$  =  $1,25(0,6 + 0,0014/\epsilon_{cu2})$ , para  $k_5$  = 0,7 e para  $k_6$  = 0,8.  $\epsilon_{cu2}$  é a extensão última, de acordo com o Quadro 3.1.

(5) A redistribuição não deverá ser efectuada nos casos em que a capacidade de rotação não possa ser definida com confiança (por exemplo, nos nós de pórticos pré-esforçados).

(6) Para o cálculo de pilares, os momentos elásticos resultantes do efeito de pórtico deverão ser considerados sem qualquer redistribuição.

## **5.6 Análise plástica**

### **5.6.1 Generalidades**

(1)P Os métodos baseados na análise plástica só devem ser utilizados nas verificações em relação aos estados limites últimos.

(2)P A ductilidade das secções críticas deve ser suficiente para a formação do mecanismo considerado.

(3)P A análise plástica deverá basear-se ou no método do limite inferior (estático) ou no método do limite superior (cinemático).

**NOTA:** O Anexo Nacional de um determinado país poderá fazer referência a informações complementares não contraditórias.

(4) Os efeitos de carregamentos anteriores poderão, em geral, ser desprezados, e poderá admitir-se um aumento monotónico da intensidade das acções.

### **5.6.2 Análise plástica para vigas, pórticos e lajes**

(1)P A análise plástica sem qualquer verificação directa da capacidade de rotação poderá ser utilizada para o estado limite último, caso se satisfaçam as condições de 5.6.1(2)P.

(2) Poderá considerar-se sem verificação explícita que a ductilidade necessária é satisfeita se todas as condições seguintes forem verificadas:

i) a área da armadura de tracção é limitada de tal forma que, em qualquer secção:

$$x_u / d \leq 0,25 \text{ para as classes de resistência do betão } \leq C50/60;$$

$$x_u / d \leq 0,15 \text{ para as classes de resistência do betão } \geq C55/67;$$

ii) o aço das armaduras é da Classe B ou da Classe C ;

iii) a relação entre os momentos nos apoios intermédios e os momentos no vão deverá estar entre 0,5 e 2.



(3) No caso de pilares deverá ser verificado o momento plástico máximo que pode ser transmitido pelos elementos de ligação. Nas ligações a lajes fungiformes, este momento deverá ser incluído na verificação do punçoamento.

(4) No caso de se efectuar uma análise plástica de lajes, deverá atender-se a qualquer interrupção de armaduras, às forças de canto e à torção ao longo dos bordos livres.

(5) Os métodos plásticos poderão ser extensivos a lajes não maciças (lajes nervuradas, vazadas, fungiformes aligeiradas) se o seu comportamento for semelhante ao de uma laje maciça, nomeadamente no que respeita aos efeitos da torção.

### 5.6.3 Capacidade de rotação

(1) O método simplificado utilizado para vigas contínuas e lajes contínuas armadas numa direcção baseia-se na capacidade de rotação das zonas das vigas ou das lajes ao longo de um comprimento aproximadamente 1,2 vezes a altura da secção. Admite-se que estas zonas sofrem uma deformação plástica (formação de rótulas plásticas) sob a combinação de acções considerada. Considera-se que a verificação da rotação plástica no estado limite último é satisfeita se se demonstrar que, sob aquela combinação de acções, a rotação calculada,  $\theta_s$ , é inferior ou igual à rotação plástica admissível (ver a Figura 5.5).

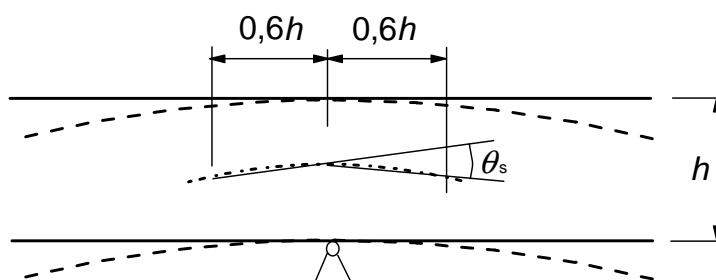


Figura 5.5 – Rotação plástica  $\theta_s$  de secções de betão armado para vigas contínuas e para lajes contínuas armadas numa direcção

(2) Em regiões com rótulas plásticas,  $x_u/d$  não deverá exceder o valor 0,45 para as classes de resistência do betão C50/60 ou inferiores, e 0,35 para as classes de resistência do betão C55/67 ou superiores.

(3) A rotação  $\theta_s$  deverá ser determinada com base nos valores de cálculo das acções e das propriedades dos materiais e com base nos valores médios do pré-esforço no instante considerado.

(4) No método simplificado, a rotação plástica admissível poderá ser determinada multiplicando o valor básico da rotação admissível,  $\theta_{pl,d}$ , por um factor de correcção  $k_\lambda$  que depende da esbelteza em relação ao esforço transversal.

**NOTA:** Os valores de  $\theta_{pl,d}$  a utilizar num determinado país poderão ser indicados no respectivo Anexo Nacional. Os valores recomendados para as Classes B e C do aço (não se recomenda a utilização de aço da Classe A para a análise plástica) e para as classes de resistência do betão C50/60 e C90/105, ou inferiores, estão indicados na Figura 5.6N.

Os valores para as classes de resistência do betão C55/67 a C90/105 poderão ser interpolados. Os valores aplicam-se a uma esbelteza em relação ao esforço transversal  $\lambda = 3,0$ . Para valores diferentes da esbelteza em relação ao esforço transversal,  $\theta_{pl,d}$  deverá ser multiplicado por  $k_\lambda$ :

$$k_\lambda = \sqrt{\lambda/3} \quad (5.11N)$$

em que  $\lambda$  é a relação entre a distância entre os pontos de momento nulo e de momento máximo após redistribuição e a altura útil,  $d$ .

Por simplificação,  $\lambda$  poderá ser calculado para os valores de cálculo do momento flector e do esforço transversal, concomitantes:

$$\lambda = M_{Sd} / (V_{Sd} \cdot d) \quad (5.12N)$$

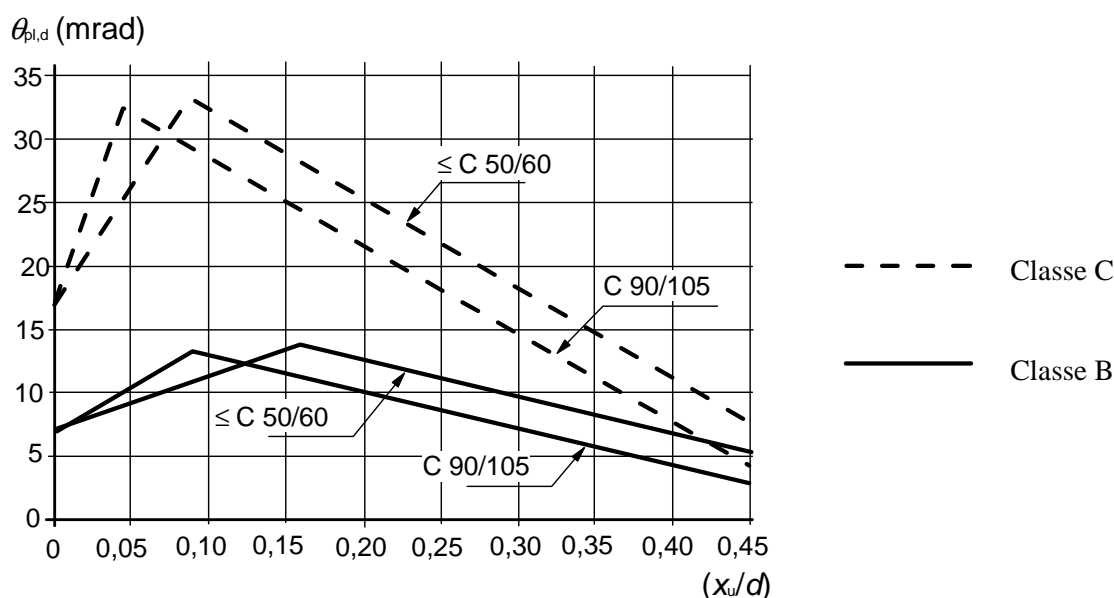


Figura 5.6N – Valor básico da rotação admissível,  $\theta_{pl,d}$ , de secções de betão armado para armaduras das Classes B e C. Os valores aplicam-se a uma esbelteza em relação ao esforço transversal  $\lambda = 3,0$

#### 5.6.4 Análise com modelos de escoras e tirantes

(1) Os modelos de escoras e tirantes poderão ser utilizados para as verificações em relação ao estado limite último das regiões de continuidade (estado fendilhado de vigas e lajes, ver 6.1 a 6.4) e para as verificações em relação ao estado limite último e para a definição das disposições construtivas das regiões de descontinuidade (ver 6.5). Em geral, estas estendem-se até uma distância  $h$  (altura da secção do elemento) da descontinuidade. Os modelos de escoras e tirantes também poderão ser utilizados para elementos em que se admite uma distribuição linear de deformação na secção, por exemplo, estados planos de deformação.

(2) Poderão também efectuar-se verificações em relação ao estado limite de utilização utilizando modelos de escoras e tirantes, por exemplo, a verificação das tensões do aço e o controlo da largura das fendas, se forem asseguradas as condições de compatibilidade aproximada dos modelos de escoras e tirantes (em particular a posição e a direcção das escoras principais deverão ser escolhidas de acordo com a teoria da elasticidade linear).

(3) Os modelos de escoras e tirantes são constituídos por escoras que representam campos de tensão de compressão, por tirantes que representam as armaduras e por nós. As forças nos elementos de um modelo de escoras e tirantes deverão ser determinadas mantendo, no estado limite último, o equilíbrio com as cargas aplicadas. Os elementos dos modelos de escoras e tirantes deverão ser dimensionados de acordo com as regras indicadas em 6.5.

(4) Os tirantes de um modelo de escoras e tirantes deverão coincidir, em posição e direcção, com as armaduras correspondentes.

(5) Os modelos de escoras e tirantes podem ser definidos a partir das isostáticas de tensão e das distribuições de tensões obtidas pela teoria elástica linear ou a partir do método da trajectória de cargas. Todos os modelos de escoras e tirantes poderão ser optimizados por critérios de energia.

## 5.7 Análise não linear

- (1) Os métodos de análise não linear poderão ser utilizados, quer para os estados limites de utilização quer para os estados limites últimos, desde que satisfaçam as condições de equilíbrio e de compatibilidade e que seja admitido um comportamento não linear adequado para os materiais. A análise poderá ser de primeira ou de segunda ordem.
- (2) Relativamente ao estado limite último, deverá verificar-se a capacidade de resistência das secções críticas locais a quaisquer deformações não elásticas resultantes da análise, tendo em devida conta as incertezas.
- (3) Para estruturas sujeitas predominantemente a acções estáticas, os efeitos de carregamentos anteriores poderão, em geral, ser desprezados, e poderá admitir-se um aumento monotónico da intensidade das acções.
- (4) P Na análise não linear, devem utilizar-se características dos materiais que representam a rigidez de uma forma realista mas que tenham em conta as incertezas da rotura. Devem utilizar-se apenas os modelos de cálculo que sejam válidos nos domínios de aplicação considerados.
- (5) Para estruturas esbeltas, para as quais os efeitos de segunda ordem não podem ser ignorados, poderá utilizar-se o método de cálculo indicado em 5.8.6.

## 5.8 Análise dos efeitos de segunda ordem na presença de esforço normal

### 5.8.1 Definições

Flexão desviada: flexão simultânea segundo dois eixos principais.

Elementos ou sistemas contraventados: elementos ou subsistemas estruturais que, na análise e no cálculo, são considerados como *não* contribuindo para a estabilidade horizontal de conjunto de uma estrutura.

Elementos ou sistemas de contraventamento: elementos ou subsistemas estruturais que, na análise e no cálculo, são considerados como contribuindo para a estabilidade horizontal de conjunto de uma estrutura.

Encurvadura: rotura devida à instabilidade de um elemento ou de uma estrutura em compressão axial perfeitamente centrada e sem carregamento transversal.

**NOTA:** A “*encurvadura pura*”, conforme definida acima, não é um estado limite relevante em estruturas reais, devido às imperfeições e à existência de cargas transversais, mas pode utilizar-se uma carga de encurvadura nominal como parâmetro em certos métodos de análise de segunda ordem.

Carga de encurvadura: a carga para a qual ocorre a encurvadura; para elementos elásticos isolados é sinónimo da carga crítica de Euler.

Comprimento efectivo: comprimento utilizado para traduzir a forma da deformada; pode também ser definido como comprimento de encurvadura, ou seja, o comprimento de um pilar biarticulado sob a acção de um esforço normal constante, com a mesma secção transversal e a mesma carga de encurvadura do elemento considerado.

Efeitos de primeira ordem: efeitos das acções calculados excluindo o efeito das deformações da estrutura, mas incluindo as imperfeições geométricas.

Elementos isolados: elementos *efectivamente* isolados, ou elementos que, para efeitos de cálculo, poderão ser tratados como estando isolados na estrutura; exemplos de elementos isolados com diferentes condições de fronteira estão representados na Figura 5.7.

Momento nominal de segunda ordem: momento de segunda ordem utilizado em certos métodos de cálculo, de que resulta um momento total compatível com a resistência última da secção transversal (ver 5.8.5(2)).

Efeitos de segunda ordem: efeitos adicionais das acções resultantes das deformações da estrutura.

## 5.8.2 Generalidades

(1)P Esta secção 5.8 refere-se aos elementos e estruturas para os quais o comportamento estrutural é significativamente influenciado pelos efeitos de segunda ordem (por exemplo, pilares, paredes, estacas, arcos e cascas). A ocorrência de efeitos globais de segunda ordem é provável em estruturas com um sistema de contraventamento flexível.

(2)P Quando se consideram os efeitos de segunda ordem, ver (6), o equilíbrio e a resistência devem ser verificados no estado deformado. As deformações devem ser calculadas tendo em conta os efeitos adequados da fendilhação, as propriedades não lineares dos materiais e a fluência.

**NOTA:** Numa análise em que se admite a linearidade das propriedades dos materiais, esta hipótese pode ser tida em conta reduzindo a rigidez, ver 5.8.7.

(3)P Em certos casos, a análise deve incluir o efeito da flexibilidade de elementos adjacentes e das fundações (interacção entre o terreno e a estrutura).

(4)P O comportamento estrutural deve ser analisado na direcção na qual podem ocorrer deformações e, quando necessário, deve ser considerada a flexão desviada.

(5)P As incertezas na geometria e na posição dos esforços normais devem ser consideradas como efeitos adicionais de primeira ordem baseados nas imperfeições geométricas, ver 5.2.

(6) Os efeitos de segunda ordem poderão ser ignorados se representarem menos de 10 % dos efeitos de primeira ordem correspondentes. Apresentam-se critérios simplificados para elementos isolados em 5.8.3.1 e para estruturas em 5.8.3.3.

## 5.8.3 Critérios simplificados para efeitos de segunda ordem

### 5.8.3.1 Critério de esbelteza para elementos isolados

(1) Como alternativa a 5.8.2(6), os efeitos de segunda ordem poderão ser ignorados se a esbelteza  $\lambda$  (definida em 5.8.3.2) for inferior a um determinado valor  $\lambda_{lim}$ .

**NOTA:** O valor de  $\lambda_{lim}$  a utilizar num determinado país poderá ser indicado no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado é definido por:

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n} \quad (5.13N)$$

em que:

$A = 1 / (1 + 0,2 \varphi_{ef})$  (se  $\varphi_{ef}$  não é conhecido, poderá utilizar-se  $A = 0,7$ );

$B = \sqrt{1 + 2\omega}$  (se  $\omega$  não é conhecido, poderá utilizar-se  $B = 1,1$ );

$C = 1,7 - r_m$  (se  $r_m$  não é conhecido, poderá utilizar-se  $C = 0,7$ );

$\varphi_{ef}$  coeficiente de fluência efectivo; ver 5.8.4;

$\omega = A_{f_{yd}} / (A_{f_{cd}})$ ; taxa mecânica de armadura;

$A_s$  área total da secção das armaduras longitudinais;

$n = N_{Ed} / (A_{f_{cd}})$ ; esforço normal reduzido;

$r_m = M_{01} / M_{02}$ ; razão de momentos;

$M_{01}, M_{02}$  momentos de primeira ordem nas extremidades,  $|M_{02}| \geq |M_{01}|$ .

No caso de os momentos nas extremidades,  $M_{01}$  e  $M_{02}$ , produzirem tracção no mesmo lado,  $r_m$  deverá ser considerado positivo (ou seja,  $C \leq 1,7$ ); caso contrário, deverá ser considerado negativo (ou seja,  $C > 1,7$ ).

Nos casos seguintes,  $r_m$  deverá ser considerado igual a 1,0 (ou seja,  $C = 0,7$ ):

- elementos contraventados nos quais os momentos de primeira ordem resultam apenas ou predominantemente de imperfeições ou de acções transversais;
- elementos não contraventados em geral.

(2) Nos casos de flexão desviada, o critério de esbelteza poderá ser verificado separadamente para cada direcção. Em função do resultado desta verificação, os efeitos de segunda ordem (a) poderão ser ignorados em ambas as direcções, (b) deverão ser considerados numa direcção ou (c) deverão ser considerados em ambas as direcções.

### 5.8.3.2 Esbelteza e comprimento efectivo de elementos isolados

(1) O coeficiente de esbelteza é definido da seguinte forma:

$$\lambda = l_0 / i \quad (5.14)$$

em que:

- $l_0$  comprimento efectivo, ver 5.8.3.2(2) a (7);
- $i$  raio de giração da secção de betão não fendilhada.

(2) Para uma definição geral do comprimento efectivo, ver 5.8.1. Exemplos do comprimento efectivo para elementos isolados de secção transversal constante estão representados na Figura 5.7.

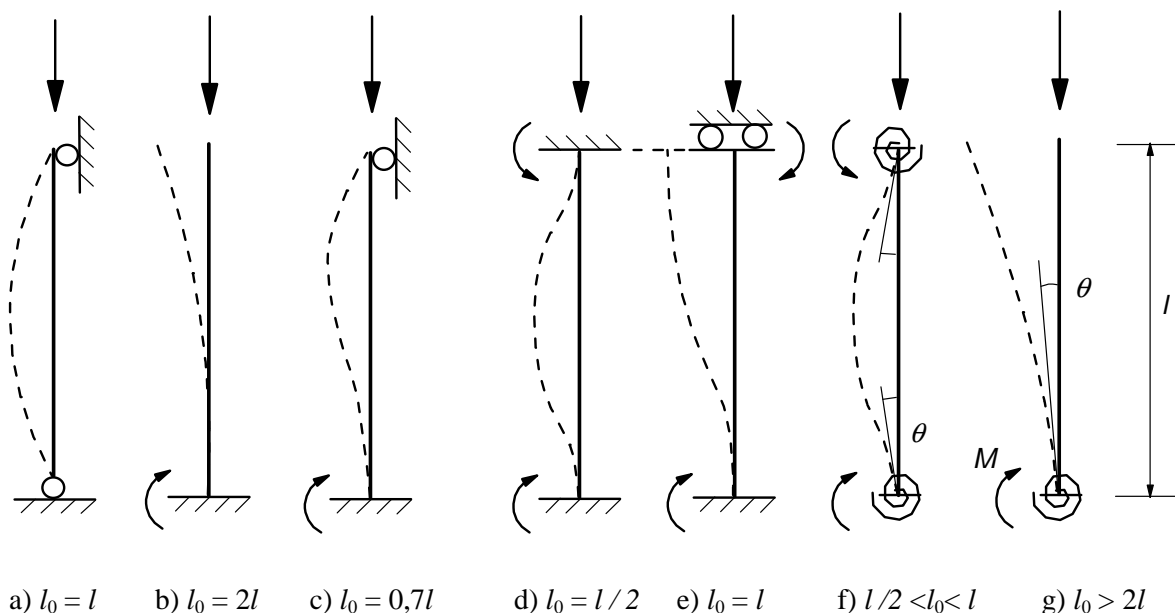


Figura 5.7 – Exemplos de diferentes modos de encurvadura e correspondentes comprimentos efectivos para elementos isolados

(3) Para os elementos comprimidos de pórticos regulares, o critério de esbelteza (ver 5.8.3.1) deverá ser verificado com um comprimento efectivo  $l_0$  determinado da seguinte forma:

Elementos contraventados (ver a Figura 5.7(f)):

$$l_0 = 0,5l \cdot \sqrt{\left(1 + \frac{k_1}{0,45 + k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{0,45 + k_2}\right)} \quad (5.15)$$

Elementos não contraventados (ver a Figura 5.7(g)):

$$l_0 = l \cdot \max \left\{ \sqrt{1 + 10 \cdot \frac{k_1 \cdot k_2}{k_1 + k_2}} ; \left(1 + \frac{k_1}{1 + k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{1 + k_2}\right) \right\} \quad (5.16)$$

em que:

$k_1, k_2$  flexibilidades relativas dos encastramentos parciais das extremidades 1 e 2, respectivamente:

$$k = (\theta/M) \cdot (EI/l)$$

$\theta$  rotação dos elementos que se opõem à rotação para o momento flector  $M$ ;

ver também as Figuras 5.7(f) e (g);

$EI$  rigidez de flexão do elemento comprimido, ver também 5.8.3.2(4) e (5);

$l$  altura livre do elemento comprimido entre ligações de extremidade.

**NOTA:**  $k = 0$  é o limite teórico correspondente ao encastramento perfeito e  $k = \infty$  é o limite correspondente a um apoio de livre rotação. Uma vez que um encastramento perfeito é raro na prática, recomenda-se um valor mínimo de 0,1 para  $k_1$  e  $k_2$ .

(4) Se um elemento comprimido adjacente (pilar), num nó, é susceptível de contribuir para a rotação na encurvadura, deverá substituir-se  $(EI/l)$  na definição de  $k$  por  $[(EI/l)_a + (EI/l)_b]$ , sendo  $a$  e  $b$  o elemento comprimido (pilar) situado, respectivamente, acima e abaixo do nó.

(5) Na definição de comprimentos efectivos, o efeito da fendilhação na rigidez dos elementos de fixação deverá ser considerado, a não ser que se demonstre que estes se encontram não fendilhados no estado limite último.

(6) Para outros casos que não sejam os indicados em (2) e (3), por exemplo elementos em que é variável o esforço normal e/ou a secção transversal, o critério indicado em 5.8.3.1 deverá ser verificado com um comprimento efectivo definido com base na carga de encurvadura (calculada, por exemplo, por um método numérico):

$$l_0 = \pi \sqrt{EI/N_B} \quad (5.17)$$

em que:

$EI$  valor representativo da rigidez de flexão;

$N_B$  carga de encurvadura expressa em termos deste  $EI$

(na expressão (5.14),  $i$  também deverá corresponder a este  $EI$ ).

(7) O efeito de fixação de paredes transversais poderá ser considerado no cálculo do comprimento efectivo de paredes pelo coeficiente  $\beta$  indicado em 12.6.5.1. Na expressão (12.9) e no Quadro 12.1,  $l_w$  é então substituído por  $l_0$  determinado de acordo com 5.8.3.2.

### 5.8.3.3 Efeitos globais de segunda ordem em edifícios

(1) Em alternativa ao critério indicado em 5.8.2(6), os efeitos globais de segunda ordem em edifícios poderão ser ignorados se

$$F_{V,Ed} \leq k_1 \cdot \frac{n_s}{n_s + 1,6} \cdot \frac{\sum E_{cd} I_c}{L^2} \quad (5.18)$$

em que:

$F_{V,Ed}$  carga vertical total (nos elementos contraventados e nos de contraventamento);

$n_s$  número de pisos;

$L$  altura total do edifício acima do nível de encastramento;

$E_{cd}$  valor de cálculo do módulo de elasticidade do betão, ver 5.8.6(3);

$I_c$  momento de inércia (secção de betão não fendilhada) do(s) elemento(s) de contraventamento.

**NOTA:** O valor de  $k_1$  a utilizar num determinado país poderá ser indicado no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado é 0,31.

A expressão (5.18) só é válida se forem satisfeitas todas as condições seguintes:

- a instabilidade à torção não é condicionante, ou seja, a estrutura é razoavelmente simétrica;
- as deformações globais por corte são desprezáveis (como num sistema de contraventamento constituído, principalmente, por paredes de travamento sem grandes aberturas);
- os elementos de contraventamento estão fixos rigidamente à base, ou seja, as rotações são desprezáveis;
- a rigidez dos elementos de contraventamento é razoavelmente constante ao longo da altura;
- a carga vertical total aumenta aproximadamente a mesma quantidade por piso.

(2)  $k_1$  na expressão (5.18) poderá ser substituído por  $k_2$  se se demonstrar que os elementos de contraventamento não se encontram fendilhados no estado limite último.

**NOTA 1:** O valor de  $k_2$  a utilizar num determinado país poderá ser indicado no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado é 0,62.

**NOTA 2:** Para os casos em que o sistema de contraventamento tem deformações globais por corte e/ou rotações de extremidade significativas, ver o Anexo H (que também enquadra as regras anteriores).

### 5.8.4 Fluência

(1) P O efeito da fluência deve ser tido em conta na análise de segunda ordem, considerando-se, devidamente, tanto as condições gerais relativas à fluência (ver 3.1.4) como a duração da aplicação das diferentes acções na combinação de acções considerada.

(2) A duração do carregamento poderá ser considerada de uma forma simplificada através de um coeficiente de fluência efectivo,  $\varphi_{ef}$ , que, utilizado em conjunto com a acção de cálculo, produz uma deformação por fluência (curvatura) correspondente à acção quase-permanente:

$$\varphi_{ef} = \varphi_{(\infty, t_0)} \cdot M_{0Eqp} / M_{0Ed} \quad (5.19)$$

em que:

$\varphi_{(\infty, t_0)}$  valor final do coeficiente de fluência, de acordo com 3.1.4;

$M_{0Eqp}$  momento flector de primeira ordem na combinação de acções quase-permanente (SLS, estado limite de utilização);

$M_{0Ed}$  momento flector de primeira ordem na combinação de acções de cálculo (ULS, estado limite último).

**NOTA:** É também possível definir  $\varphi_{ef}$  a partir dos momentos flectores totais  $M_{Eqp}$  e  $M_{Ed}$ , mas tal requer uma iteração e uma verificação da estabilidade sob a combinação de acções quase-permanente com  $\varphi_{ef} = \varphi_{(\infty,t0)}$ .

(3) Se  $M_{0Eqp} / M_{0Ed}$  variar num elemento ou numa estrutura, poderá calcular-se aquela relação para a secção de momento máximo ou utilizar-se um valor médio representativo.

(4) O efeito da fluência poderá ser ignorado, ou seja, poderá admitir-se que  $\varphi_{ef} = 0$ , se forem satisfeitas as três condições seguintes:

$$- \varphi_{(\infty,t0)} \leq 2$$

$$- \lambda \leq 75$$

$$- M_{0Ed} / N_{Ed} \geq h$$

Aqui,  $M_{0Ed}$  é o momento de primeira ordem e  $h$  é a altura da secção transversal na direcção correspondente.

**NOTA:** Se as condições para ignorar os efeitos de segunda ordem de acordo com 5.8.2(6) ou 5.8.3.3 forem satisfeitas mas no limite, poderá não ser suficientemente conservativo ignorar simultaneamente os efeitos de segunda ordem e a fluência, a não ser que a taxa mecânica de armadura ( $\omega$ , ver 5.8.3.1(1)) seja, pelo menos, igual a 0,25.

### 5.8.5 Métodos de análise

(1) Os métodos de análise incluem um método geral, baseado numa análise não linear de segunda ordem, ver 5.8.6, e os dois métodos simplificados seguintes:

(a) Método baseado numa rigidez nominal, ver 5.8.7.

(b) Método baseado numa curvatura nominal, ver 5.8.8.

**NOTA 1:** A escolha do Método Simplificado (a) e (b) a utilizar num determinado país poderá ser feita no respectivo Anexo Nacional.

**NOTA 2:** Os momentos nominais de segunda ordem obtidos pelos métodos simplificados (a) e (b) são por vezes superiores ao momento correspondente à instabilidade. Tal tem como objectivo assegurar que o momento total é compatível com a resistência da secção transversal.

(2) O método (a) poderá ser utilizado quer para elementos isolados quer para a totalidade da estrutura, desde que os valores nominais da rigidez sejam adequadamente avaliados; ver 5.8.7.

(3) O método (b) é principalmente indicado para elementos isolados, ver 5.8.8. No entanto, com hipóteses realistas sobre a distribuição das curvaturas, o método indicado em 5.8.8 também pode ser utilizado para a totalidade da estrutura.

### 5.8.6 Método geral

(1)P O método geral baseia-se numa análise não linear, incluindo a não linearidade geométrica, ou seja, os efeitos de segunda ordem. Aplicam-se as regras gerais da análise não linear indicadas em 5.7.

(2)P Devem utilizar-se curvas tensões-extensões do betão e do aço adequadas a uma análise global. O efeito da fluência deve ser tomado em consideração.

(3) Poderão utilizar-se as relações tensões-extensões do betão e do aço obtidas, respectivamente, pela expressão (3.14) de 3.1.5 e pela Figura 3.8 de 3.2.7. Com diagramas tensões-extensões baseados em valores de cálculo, a análise fornece directamente um valor de cálculo da acção última. Na expressão (3.14) e para o valor de  $k$ ,  $f_{cm}$  é substituído pelo valor de cálculo da resistência à compressão,  $f_{cd}$ , e  $E_{cm}$  é substituído por:

$$E_{cd} = E_{cm} / \chi_{CE} \quad (5.20)$$



**NOTA:** O valor de  $\gamma_{CE}$  a utilizar num determinado país poderá ser indicado no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado é 1,2.

(4) Na ausência de modelos mais pormenorizados, a fluência poderá ser considerada multiplicando todos os valores da extensão do diagrama tensões-extensões do betão, definido em 5.8.6(3), por um coeficiente  $(1 + \varphi_{ef})$ , em que  $\varphi_{ef}$  é o coeficiente de fluência efectivo definido em 5.8.4.

(5) O efeito favorável da contribuição do betão traccionado poderá ser considerado.

**NOTA:** Este efeito é favorável e como simplificação poderá ser sempre ignorado.

(6) Normalmente, as condições de equilíbrio e de compatibilidade das extensões são satisfeitas em várias secções transversais. Uma alternativa simplificada consiste em considerar apenas as secções críticas e admitir uma adequada variação da curvatura entre essas secções, variação, por exemplo, semelhante à do momento de primeira ordem ou outra variação simplificada de outra forma adequada.

### 5.8.7 Método baseado numa rigidez nominal

#### 5.8.7.1 Generalidades

(1) Numa análise de segunda ordem baseada na rigidez, deverão utilizar-se valores nominais da rigidez de flexão, tendo em conta, no comportamento global, os efeitos da fendilhação, da não linearidade dos materiais e da fluência, o que se aplica igualmente aos elementos adjacentes que intervêm na análise, por exemplo, vigas, lajes ou fundações. Em certos casos, deverá ser tomada em consideração a interacção entre o terreno e a estrutura.

(2) O momento de cálculo resultante é utilizado para o cálculo das secções transversais em relação ao momento flector e ao esforço normal de acordo com 6.1, tendo em atenção 5.8.5(1).

#### 5.8.7.2 Rigidez nominal

(1) Para estimar a rigidez nominal de elementos comprimidos esbeltos de secção transversal qualquer, poderá ser utilizado o modelo seguinte:

$$EI = K_c E_{cd} I_c + K_s E_s I_s \quad (5.21)$$

em que:

$E_{cd}$  valor de cálculo do módulo de elasticidade do betão, ver 5.8.6(3);

$I_c$  momento de inércia da secção transversal de betão;

$E_s$  valor de cálculo do módulo de elasticidade do aço das armaduras, ver 5.8.6(3);

$I_s$  momento de inércia das armaduras, em relação ao centro da área do betão;

$K_c$  coeficiente que toma em conta os efeitos da fendilhação, da fluência, etc., ver 5.8.7.2(2) ou (3);

$K_s$  coeficiente que toma em conta a contribuição das armaduras, ver 5.8.7.2(2) ou (3).

(2) Os seguintes coeficientes poderão ser utilizados na expressão (5.21), desde que  $\rho \geq 0,002$ :

$$K_s = 1$$

$$K_c = k_1 k_2 / (1 + \varphi_{ef})$$

(5.22)

em que:

$\rho$  taxa geométrica de armaduras,  $A_s/A_c$ ;

$A_s$  área total das armaduras;

- $A_c$  área da secção transversal de betão;  
 $\varphi_{ef}$  coeficiente de fluência efectivo, ver 5.8.4;  
 $k_1$  coeficiente que depende da classe de resistência do betão, ver a expressão (5.23);  
 $k_2$  coeficiente que depende do esforço normal e da esbelteza, ver a expressão (5.24).

$$k_1 = \sqrt{f_{ck} / 20} \text{ (MPa)} \quad (5.23)$$

$$k_2 = n \cdot \frac{\lambda}{170} \leq 0,20 \quad (5.24)$$

em que:

- $n$  esforço normal reduzido,  $N_{Ed} / (A_c f_{cd})$ ;  
 $\lambda$  coeficiente de esbelteza, ver 5.8.3.

Se o coeficiente de esbelteza  $\lambda$  não estiver definido,  $k_2$  poderá ser tomado como

$$k_2 = n \cdot 0,30 \leq 0,20 \quad (5.25)$$

(3) Como alternativa simplificada e desde que  $\rho \geq 0,01$ , os seguintes coeficientes poderão ser utilizados na expressão (5.21):

$$\begin{aligned} K_s &= 0 \\ K_c &= 0,3 / (1 + 0,5 \varphi_{ef}) \end{aligned} \quad (5.26)$$

**NOTA:** Esta simplificação poderá ser adequada como um primeiro passo preliminar seguido por um cálculo mais rigoroso de acordo com (2).

(4) Nas estruturas hiperestáticas, deverão considerar-se os efeitos desfavoráveis da fendilhação dos elementos adjacentes ao elemento considerado. Em geral, as expressões (5.21) a (5.26) não se aplicam a esses elementos. A fendilhação parcial e a contribuição do betão traccionado poderão então ser consideradas, por exemplo, de acordo com 7.4.3. No entanto, como simplificação, poderá admitir-se que as secções estão totalmente fendilhadas. A rigidez deverá basear-se num módulo efectivo do betão:

$$E_{cd,eff} = E_{cd} / (1 + \varphi_{ef}) \quad (5.27)$$

em que:

- $E_{cd}$  valor de cálculo do módulo de elasticidade, de acordo com 5.8.6(3);  
 $\varphi_{ef}$  coeficiente de fluência efectivo; poderá utilizar-se o valor considerado para os pilares.

### 5.8.7.3 Coeficiente de majoração dos momentos

(1) O momento de cálculo total, incluindo o momento de segunda ordem, poderá ser expresso como uma majoração do valor do momento flector resultante de uma análise de primeira ordem, nomeadamente:

$$M_{Ed} = M_{0Ed} \left[ 1 + \frac{\beta}{(N_B / N_{Ed}) - 1} \right] \quad (5.28)$$

em que:

- $M_{0Ed}$  momento de primeira ordem, ver também 5.8.8.2(2);  
 $\beta$  coeficiente que depende da distribuição dos momentos de primeira e de segunda ordem, ver 5.8.7.3(2)-(3);

$N_{Ed}$  valor de cálculo do esforço normal;

$N_B$  carga de encurvadura baseada na rigidez nominal.

(2) Para elementos isolados de secção transversal constante e solicitados por um esforço normal constante, poderá geralmente admitir-se que o momento de segunda ordem tem uma distribuição sinusoidal. Nesse caso:

$$\beta = \pi^2 / c_0 \quad (5.29)$$

em que:

$c_0$  coeficiente que depende da distribuição do momento de primeira ordem (por exemplo,  $c_0 = 8$  para um momento de primeira ordem constante,  $c_0 = 9,6$  para uma distribuição parabólica e 12 para uma distribuição triangular simétrica, etc.).

(3) Para elementos não sujeitos a uma acção transversal, momentos de primeira ordem diferentes nas extremidades,  $M_{01}$  e  $M_{02}$ , poderão ser substituídos por um momento de primeira ordem equivalente constante,  $M_{0e}$ , de acordo com 5.8.8.2(2). Para coerência com esta hipótese de um momento de primeira ordem constante, deverá utilizar-se  $c_0 = 8$ .

**NOTA:** O valor de  $c_0 = 8$  aplica-se também aos elementos que apresentam uma dupla curvatura. Deverá notar-se que em certos casos, dependendo da esbelteza e do esforço normal, os momentos nas extremidades podem ser superiores ao momento majorado equivalente.

(4) Quando 5.8.7.3(2) ou (3) não se aplica,  $\beta = 1$  constitui normalmente uma simplificação razoável. A expressão (5.28) pode, então, reduzir-se a:

$$M_{Ed} = \frac{M_{0Ed}}{1 - (N_{Ed} / N_B)} \quad (5.30)$$

**NOTA:** 5.8.7.3(4) aplica-se também à análise global de certos tipos de estruturas, por exemplo, estruturas contraventadas por paredes de travamento ou estruturas análogas, em que o principal efeito das acções é o momento flector nos elementos de contraventamento. Para outros tipos de estruturas, apresenta-se uma abordagem mais geral no Anexo H, ver a secção H.2.

## 5.8.8 Método baseado numa curvatura nominal

### 5.8.8.1 Generalidades

(1) Este método é principalmente adequado para elementos isolados sujeitos a uma força normal constante e com um comprimento efectivo definido  $l_0$  (ver 5.8.3.2). O método fornece um momento nominal de segunda ordem baseado num deslocamento, o qual, por sua vez, se baseia no comprimento efectivo e numa curvatura máxima estimada (ver também 5.8.5(3)).

(2) O momento de cálculo resultante é utilizado para o cálculo de secções transversais em relação ao momento flector e ao esforço normal, de acordo com 6.1.

### 5.8.8.2 Momentos flectores

(1) O momento de cálculo tem o valor:

$$M_{Ed} = M_{0Ed} + M_2 \quad (5.31)$$

em que:

$M_{0Ed}$  momento de primeira ordem, incluindo o efeito de imperfeições, ver também 5.8.8.2(2);

$M_2$  momento nominal de segunda ordem, ver 5.8.8.2(3).

O valor máximo de  $M_{Ed}$  é obtido pelas distribuições de  $M_{0Ed}$  e  $M_2$ ; a distribuição de  $M_2$  poderá ser considerada parabólica ou sinusoidal ao longo do comprimento efectivo.

**NOTA:** Para elementos hiperestáticos,  $M_{0Ed}$  é determinado para as condições de fronteira reais, dependendo  $M_2$  das condições de fronteira através do comprimento efectivo, ver 5.8.8.1(1).

(2) Para elementos sem cargas aplicadas entre as suas extremidades, os momentos de primeira ordem,  $M_{01}$  e  $M_{02}$ , poderão ser substituídos por um momento de extremidade de primeira ordem equivalente,  $M_{0e}$ :

$$M_{0e} = 0,6 M_{02} + 0,4 M_{01} \geq 0,4 M_{02} \quad (5.32)$$

$M_{01}$  e  $M_{02}$  deverão ter o mesmo sinal se produzirem tracção na mesma face e, no caso contrário, deverão ter sinais opostos. Além disso,  $|M_{02}| \geq |M_{01}|$ .

(3) O momento nominal de segunda ordem  $M_2$  na expressão (5.31) tem o valor:

$$M_2 = N_{Ed} e_2 \quad (5.33)$$

em que:

- $N_{Ed}$  valor de cálculo do esforço normal;
- $e_2$  deslocamento =  $(1/r) l_0^2 / c$ ;
- $1/r$  curvatura, ver 5.8.8.3;
- $l_0$  comprimento efectivo, ver 5.8.3.2;
- $c$  coeficiente dependente da distribuição da curvatura, ver 5.8.8.2(4).

(4) No caso de uma secção transversal constante, utiliza-se normalmente  $c = 10 (\approx \pi^2)$ . Se o momento de primeira ordem for constante, deverá considerar-se um valor inferior (8 é um limite inferior que corresponde a um momento total constante).

**NOTA:** O valor  $\pi^2$  corresponde a uma distribuição sinusoidal das curvaturas. No caso de uma curvatura constante, o valor é 8. Note-se que  $c$  depende da distribuição da curvatura total, enquanto que  $c_0$  em 5.8.7.3(2) depende da curvatura correspondente unicamente ao momento de primeira ordem.

### 5.8.8.3 Curvatura

(1) No caso de elementos de secção transversal constante e simétrica (incluindo as armaduras), poderá adoptar-se:

$$1/r = K_r \cdot K_\phi \cdot 1/r_0 \quad (5.34)$$

em que:

- $K_r$  factor de correcção dependente do esforço normal, ver 5.8.8.3(3);
- $K_\phi$  coeficiente que tem em conta a fluência, ver 5.8.8.3(4);
- $1/r_0 = \epsilon_{yd} / (0,45 d)$ ;
- $\epsilon_{yd} = f_{yd} / E_s$ ;
- $d$  altura útil, ver também 5.8.8.3(2).

(2) Se toda a armadura não estiver concentrada nas faces opostas, mas parte dela estiver distribuída paralelamente ao plano de flexão,  $d$  é definido por:

$$d = (h/2) + i_s \quad (5.35)$$

em que :

- $i_s$  raio de giração da secção total de armaduras.

(3)  $K_r$  na expressão (5.34) deverá ser considerado igual a:

$$K_r = (n_u - n) / (n_u - n_{bal}) \leq 1 \quad (5.36)$$

em que:

- $n = N_{Ed} / (A_c f_{cd})$ , esforço normal reduzido;
- $N_{Ed}$  valor de cálculo do esforço normal;
- $n_u = 1 + \omega$ ;
- $n_{bal}$  valor de  $n$  correspondente ao momento resistente máximo; poderá utilizar-se o valor 0,4;
- $\omega = A_s f_{yd} / (A_c f_{cd})$ ;
- $A_s$  área total da secção das armaduras;
- $A_c$  área da secção transversal de betão.

(4) O efeito da fluência deverá ser considerado através do seguinte coeficiente:

$$K_\phi = 1 + \beta \phi_{ef} \geq 1 \quad (5.37)$$

em que:

- $\phi_{ef}$  coeficiente de fluência efectivo ver 5.8.4;
- $\beta = 0,35 + f_{ck}/200 - \lambda/150$ ;
- $\lambda$  coeficiente de esbelteza, ver 5.8.3.1.

### 5.8.9 Flexão desviada

(1) O método geral descrito em 5.8.6 também poderá ser utilizado para a flexão desviada. As disposições seguintes aplicam-se no caso da utilização de métodos simplificados. Deverá ter-se particular atenção ao identificar a secção que corresponde à combinação de momentos crítica para o dimensionamento.

(2) Um primeiro passo poderá consistir no cálculo separado para cada direcção principal, ignorando a existência de flexão desviada. As imperfeições só têm que ser consideradas na direcção em que têm o efeito mais desfavorável.

(3) Não são necessárias verificações adicionais se os coeficientes de esbelteza satisfizerem as duas condições seguintes:

$$\lambda_y/\lambda_z \leq 2 \quad \text{e} \quad \lambda_z/\lambda_y \leq 2 \quad (5.38a)$$

e se as excentricidades relativas,  $e_y/h_{eq}$  e  $e_z/b_{eq}$  (ver a Figura 5.8), satisfizerem uma das seguintes condições:

$$\frac{e_y/h_{eq}}{e_z/b_{eq}} \leq 0,2 \quad \text{ou} \quad \frac{e_z/b_{eq}}{e_y/h_{eq}} \leq 0,2 \quad (5.38b)$$

em que:

- $b, h$  largura e altura da secção;
- $b_{eq} = i_y \cdot \sqrt{12}$  e  $h_{eq} = i_z \cdot \sqrt{12}$  para uma secção rectangular equivalente;
- $\lambda_y, \lambda_z$  coeficientes de esbelteza  $l_0/i$  em relação aos eixos  $y$  e  $z$ , respectivamente;
- $i_y, i_z$  raios de giração em relação aos eixos  $y$  e  $z$ , respectivamente;

$e_z = M_{Edy} / N_{Ed}$ ; excentricidade na direcção do eixo  $z$ ;

$e_y = M_{Edz} / N_{Ed}$ ; excentricidade na direcção do eixo  $y$ ;

$M_{Edy}$  momento de cálculo em relação ao eixo  $y$ , incluindo o momento de segunda ordem;

$M_{Edz}$  momento de cálculo em relação ao eixo  $z$ , incluindo o momento de segunda ordem;

$N_{Ed}$  valor de cálculo do esforço normal na respectiva combinação de cargas.

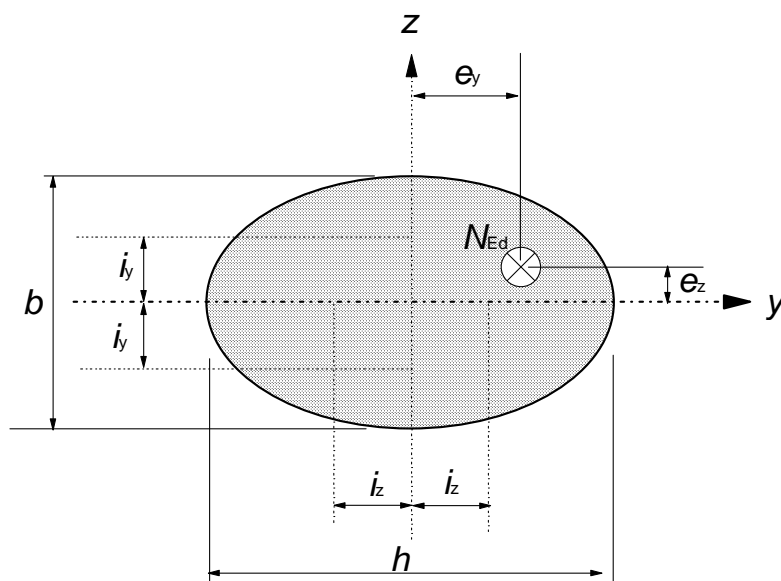


Figura 5.8 – Definição das excentricidades  $e_y$  e  $e_z$

(4) Se não forem satisfeitas as condições das expressões (5.38), a flexão desviada deverá ser considerada incluindo os efeitos de segunda ordem em cada uma das direcções (a não ser que possam ser ignorados de acordo com 5.8.2(6) ou 5.8.3). Na ausência de um cálculo rigoroso da secção transversal em relação à flexão desviada, poderá utilizar-se o seguinte critério simplificado:

$$\left( \frac{M_{Edz}}{M_{Rdz}} \right)^a + \left( \frac{M_{Edy}}{M_{Rdy}} \right)^a \leq 1,0 \quad (5.39)$$

em que:

$M_{Edz/y}$  momento de cálculo em relação ao eixo considerado, incluindo um momento de segunda ordem;

$M_{Rdz/y}$  momento resistente na direcção considerada;

$a$  expoente;

para secções circulares e elípticas:  $a = 2$

para secções rectangulares:

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

com uma interpolação linear para valores intermédios;

$N_{Ed}$  valor de cálculo do esforço normal;

$N_{Rd} = A_c f_{cd} + A_s f_{yd}$ , esforço normal resistente da secção;

em que:

$A_c$  área bruta da secção transversal de betão;

$A_s$  área da secção de armaduras longitudinais.

### 5.9 Instabilidade lateral de vigas esbeltas

(1)P A instabilidade lateral de vigas esbeltas deve ser considerada sempre que necessário, por exemplo, para vigas prefabricadas durante o transporte e a montagem, para vigas com insuficiente contraventamento na estrutura acabada, etc. As imperfeições geométricas devem ser consideradas.

(2) Na verificação de vigas não contraventadas, deverá considerar-se como imperfeição geométrica um deslocamento lateral de  $l/300$ , com  $l$  = comprimento total da viga. Em estruturas acabadas, poderá ser considerado o contraventamento conferido por elementos ligados à viga considerada.

(3) Poderão ser ignorados os efeitos de segunda ordem associados à instabilidade lateral se as seguintes condições forem satisfeitas:

$$\text{– situações persistentes: } \frac{l_{0t}}{b} \leq \frac{50}{(h/b)^{1/3}} \quad \text{e } h/b \leq 2,5 \quad (5.40a)$$

$$\text{– situações transitórias: } \frac{l_{0t}}{b} \leq \frac{70}{(h/b)^{1/3}} \quad \text{e } h/b \leq 3,5 \quad (5.40b)$$

em que:

$l_{0t}$  distância entre elementos de contraventamento em relação ao bambeamento;

$h$  altura total da viga na parte central de  $l_{0t}$ ;

$b$  largura do banzo comprimido.

(4) A torção associada à instabilidade lateral deverá ser tida em conta no cálculo de estruturas de suporte.

### 5.10 Elementos e estruturas pré-esforçados

#### 5.10.1 Generalidades

(1)P O pré-esforço considerado na presente Norma é o aplicado ao betão por armaduras de pré-esforço.

(2) Os efeitos do pré-esforço poderão ser considerados como uma acção ou como uma resistência devida à deformação e à curvatura iniciais. A capacidade resistente deverá ser calculada em conformidade.

(3) Em geral, o pré-esforço é incluído nas combinações de acções definidas na EN 1990 como parte dos casos de carga, e os seus efeitos deverão ser incluídos no momento e no esforço normal aplicados.

(4) Dadas as hipóteses enunciadas em (3), a contribuição das armaduras de pré-esforço para a resistência da secção deverá ser limitada à que resulta após a sua tracção. Esta contribuição poderá ser calculada admitindo que a origem da curva tensões-extensões das armaduras de pré-esforço é deslocada por efeito do pré-esforço.

(5)P Deve ser evitada toda a rotura frágil do elemento provocada por rotura das armaduras de pré-esforço.

(6) Para evitar a rotura frágil deverão ser aplicados um ou mais dos seguintes métodos:

Método A: prever uma armadura mínima, de acordo com 9.2.1.

Método B: adoptar armaduras de pré-esforço aderentes pré-tensionadas.

Método C: garantir um acesso fácil aos elementos de betão pré-esforçado para uma verificação e controlo do estado das armaduras por métodos não destrutivos ou para uma sua inspecção.

Método D: demonstrar de modo satisfatório a fiabilidade das armaduras de pré-esforço.

Método E: assegurar que no caso de rotura para a combinação frequente de acções devida ou a um aumento de carga ou a uma redução do pré-esforço, a fendilhação ocorre antes de ser excedida a capacidade última, tendo em conta a redistribuição de momentos devida à fendilhação.

**NOTA:** Os métodos a utilizar num determinado país poderão ser indicados no respectivo Anexo Nacional.

### **5.10.2 Força de pré-esforço durante a aplicação**

#### **5.10.2.1 Valor máximo do pré-esforço**

(1)P A força aplicada à armadura de pré-esforço,  $P_{\max}$  (ou seja, a força na extremidade activa durante a aplicação do pré-esforço), não deve exceder o seguinte valor:

$$P_{\max} = A_p \cdot \sigma_{p,\max} \quad (5.41)$$

em que:

$A_p$  área da secção transversal da armadura de pré-esforço;

$\sigma_{p,\max}$  tensão máxima aplicada à armadura de pré-esforço

$$= \min \{ k_1 \cdot f_{pk}; k_2 \cdot f_{p0,1k} \}.$$

**NOTA:** Os valores de  $k_1$  e  $k_2$  a utilizar num determinado país poderão ser indicados no respectivo Anexo Nacional. Os valores recomendados são  $k_1 = 0,8$  e  $k_2 = 0,9$ .

(2) Admite-se a aplicação de uma força de pré-esforço superior se a intensidade da força no macaco puder ser medida com uma exactidão de  $\pm 5\%$  do valor final da força de pré-esforço. Neste caso, a força máxima de pré-esforço,  $P_{\max}$ , poderá ser aumentada para  $k_3 \cdot f_{p0,1k} \cdot A_p$  (por exemplo, no caso de um atrito elevado não previsto na pré-tensão em mesas de fabrico de grande comprimento).

**NOTA:** O valor de  $k_3$  a utilizar num determinado país poderá ser indicado no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado é 0,95.

#### **5.10.2.2 Limitação da tensão no betão**

(1)P Deve evitar-se o esmagamento ou o fendimento local do betão na extremidade de elementos pré e pós-tensionados.

(2) O esmagamento ou o fendimento local do betão atrás das ancoragens após a aplicação do pré-esforço deverão ser evitados de acordo com a Aprovação Técnica Europeia aplicável.

(3) A resistência do betão no momento da aplicação ou da transferência do pré-esforço não deverá ser inferior ao valor mínimo definido na Aprovação Técnica Europeia aplicável.

(4) Se o pré-esforço for aplicado por fases, armadura a armadura, a resistência especificada para o betão poderá ser reduzida. A resistência mínima  $f_{cm}(t)$  na idade  $t$  deverá ser  $k_4$  [%] da resistência do betão especificada para o pré-esforço total indicada na Aprovação Técnica Europeia. Entre a resistência mínima e a resistência do betão especificada para o pré-esforço total, o valor do pré-esforço poderá ser interpolado entre  $k_5$  [%] e 100 % do valor do pré-esforço total.



**NOTA:** Os valores de  $k_4$  e  $k_5$  a utilizar num determinado país poderão ser indicados no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado para  $k_4$  é 50 e para  $k_5$  é 30.

(5) A tensão de compressão no betão da estrutura, resultante da força de pré-esforço e de outras acções que actuam no momento da aplicação do pré-esforço ou da libertação das armaduras de pré-esforço, deverá ser limitada a:

$$\sigma_c \leq 0,6 f_{ck}(t) \quad (5.42)$$

em que:

$f_{ck}(t)$  valor característico da resistência à compressão do betão na idade  $t$  de aplicação do pré-esforço.

Para elementos pré-tensionados, a tensão no momento da transferência do pré-esforço poderá ser aumentada para  $k_6 \cdot f_{ck}(t)$ , caso se justifique por ensaios ou pela experiência que é evitada a fendilhação longitudinal.

**NOTA:** O valor de  $k_6$  a utilizar num determinado país poderá ser indicado no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado é 0,7.

Se a tensão de compressão exceder permanentemente  $0,45 f_{ck}(t)$ , deverá considerar-se o comportamento não linear da fluência.

### 5.10.2.3 Medições

(1)P Na pós-tensão, a força de pré-esforço e o correspondente alongamento da armadura devem ser verificados por meio de medições e as perdas reais devidas ao atrito devem ser controladas.

### 5.10.3 Força de pré-esforço

(1)P Num dado instante  $t$  e a uma distância (ou abcissa curvilínea)  $x$  da extremidade activa da armadura, a força média de pré-esforço  $P_{m,t}(x)$  é igual à força máxima  $P_{max}$  aplicada na extremidade activa, deduzidas as perdas instantâneas e as perdas diferidas (ver em baixo). Para todas as perdas consideram-se valores absolutos.

(2) O valor da força de pré-esforço inicial  $P_{m0}(x)$  (na idade  $t = t_0$ ), aplicada ao betão imediatamente após a tracção e a amarração das armaduras (pós-tensão) ou após a transferência do pré-esforço (pré-tensão), obtém-se deduzindo à força aplicada,  $P_{max}$ , as perdas instantâneas,  $\Delta P_i(x)$ , e não deverá exceder o seguinte valor:

$$P_{m0}(x) = A_p \cdot \sigma_{pm0}(x) \quad (5.43)$$

em que:

$\sigma_{pm0}(x)$  tensão na armadura imediatamente após a aplicação ou a transferência do pré-esforço

$$= \min \{ k_7 \cdot f_{pk} ; k_8 \cdot f_{p0,1k} \}.$$

**NOTA:** Os valores de  $k_7$  e  $k_8$  a utilizar num determinado país poderão ser indicados no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado para  $k_7$  é 0,75 e para  $k_8$  é 0,85.

(3) Na determinação das perdas instantâneas,  $\Delta P_i(x)$ , deverão ser consideradas, quer para a pré-tensão quer para a pós-tensão e sempre que for relevante, as seguintes influências imediatas (ver 5.10.4 e 5.10.5):

- perdas devidas à deformação elástica do betão  $\Delta P_{el}$ ;
- perdas devidas à relaxação a curto prazo  $\Delta P_r$ ;
- perdas devidas ao atrito  $\Delta P_{\mu}(x)$ ;
- perdas devidas ao deslocamento da armadura nos dispositivos de ancoragem  $\Delta P_{sl}$ .

(4) O valor médio da força de pré-esforço,  $P_{m,t}(x)$ , na idade  $t > t_0$ , deverá ser determinado em função do método de pré-esforço. Além das perdas instantâneas indicadas em (3), deverão considerar-se as perdas

diferidas de pré-esforço,  $\Delta P_{c+s+r}(x)$  (ver 5.10.6), devidas por um lado à fluência e à retracção do betão e, por outro, à relaxação a longo prazo do aço de pré-esforço, sendo  $P_{m,t}(x) = P_{m0}(x) - \Delta P_{c+s+r}(x)$ .

#### 5.10.4 Perdas instantâneas de pré-esforço no caso do pré-esforço por pré-tensão

(1) Deverão ser consideradas as seguintes perdas que ocorrem durante a pré-tensão:

- (i) perda devida ao atrito nos desvios de traçado (no caso de fios ou de cordões curvos) e perdas por deslocamento nos dispositivos da ancoragem;
- (ii) antes da transferência do pré-esforço para o betão: perda devida à relaxação das armaduras de pré-esforço durante o período que decorre entre a tracção das armaduras e a transmissão do pré-esforço ao betão.

**NOTA:** No caso de cura por processo térmico, as perdas devidas à retracção e à relaxação são alteradas e deverão ser avaliadas em conformidade; o efeito térmico directo também deverá ser considerado (ver 10.3.2.1 e o Anexo D).

- (iii) na transmissão do pré-esforço ao betão: perda devida à deformação elástica do betão pela acção das armaduras pré-tensionadas quando são libertadas dos dispositivos de ancoragem.

#### 5.10.5 Perdas instantâneas de pré-esforço no caso do pré-esforço por pós-tensão

##### 5.10.5.1 Perdas devidas à deformação instantânea do betão

(1) Deverá considerar-se a perda de pré-esforço devida à deformação do betão, tendo em atenção a ordem pela qual as armaduras são traccionadas.

(2) Esta perda,  $\Delta P_{el}$ , poderá ser considerada através de um valor médio em cada armadura:

$$\Delta P_{el} = A_p \cdot E_p \cdot \sum \left[ \frac{j \cdot \Delta \sigma_c(t)}{E_{cm}(t)} \right] \quad (5.44)$$

em que:

$\Delta \sigma_c(t)$  variação de tensão no betão no centro de gravidade das armaduras no instante  $t$ ;

$j$  coeficiente igual a:

$(n-1)/2n$  em que  $n$  é o número de armaduras idênticas sucessivamente traccionadas. Como aproximação, poderá adoptar-se para  $j$  o valor  $1/2$ ;

1 para as variações devidas a acções permanentes aplicadas após o pré-esforço.

##### 5.10.5.2 Perdas devidas ao atrito

(1) As perdas devidas ao atrito,  $\Delta P_{\mu}(x)$ , nas armaduras pós-tensionadas poderão ser estimadas a partir de:

$$\Delta P_{\mu}(x) = P_{\max} (1 - e^{-\mu(\theta + kx)}) \quad (5.45)$$

em que:

$\theta$  soma dos desvios angulares ao longo de um comprimento  $x$  (independentemente da sua direcção ou do seu sinal);

$\mu$  coeficiente de atrito entre a armadura de pré-esforço e a sua bainha;

$k$  desvio angular parasita para as armaduras interiores (por unidade de comprimento);

$x$  distância ao longo da armadura a partir do ponto em que a força de pré-esforço é igual a  $P_{\max}$  (força na extremidade activa durante a aplicação do pré-esforço).

Os valores de  $\mu$  e  $k$  são indicados na Aprovação Técnica Europeia aplicável. O valor de  $\mu$  depende das características da superfície das armaduras e da bainha, da presença de ferrugem, do alongamento das armaduras e do seu traçado.

O valor de  $k$  para o desvio angular parasita depende da qualidade da execução, da distância entre os apoios das armaduras, do tipo da bainha ou do ducto, e do grau de vibração na betonagem.

(2) Na ausência de dados de uma Aprovação Técnica Europeia, poderão ser considerados, quando se utiliza a expressão (5.45), os valores de  $\mu$  indicados no Quadro 5.1.

(3) Na ausência de dados de uma Aprovação Técnica Europeia, os valores dos desvios angulares parasitas para as armaduras interiores situam-se, em geral, no intervalo  $0,005 < k < 0,01$  por metro.

(4) Para armaduras exteriores, as perdas de pré-esforço devidas a desvios angulares parasitas poderão ser ignoradas.

Quadro 5.1 – Coeficientes de atrito  $\mu$  para armaduras interiores pós-tensionadas e para armaduras exteriores não aderentes

	Armaduras interiores <sup>1)</sup>	Armaduras exteriores não aderentes			
		Bainha de aço/ não lubrificada	Bainha de HDPE/ não lubrificada	Bainha de aço/ lubrificada	Bainha de HDPE/ lubrificada
Fio trefilado a frio	0,17	0,25	0,14	0,18	0,12
Cordão	0,19	0,24	0,12	0,16	0,10
Barra nervurada	0,65	-	-	-	-
Varão liso	0,33	-	-	-	-

<sup>1)</sup> para armaduras que preenchem cerca de metade da bainha

**NOTA:** HDPE - Polietileno de massa volúmica alta.

### 5.10.5.3 Perdas nas ancoragens

(1) Deverão considerar-se as perdas por deslocamento da ancoragem, durante a operação de amarração depois da aplicação de pré-esforço, assim como as devidas à deformação da própria ancoragem.

(2) Os valores das perdas por deslocamento da ancoragem são indicados na Aprovação Técnica Europeia.

### 5.10.6 Perdas diferidas de pré-esforço nos casos da pré-tensão e da pós-tensão

(1) As perdas diferidas poderão ser calculadas considerando as duas causas seguintes de redução da tensão:

- (a) redução da extensão, provocada pela deformação do betão sob acções permanentes devida à fluência e à retracção;
- (b) redução de tensão no aço devida à relaxação.

**NOTA:** A relaxação do aço depende da deformação do betão devida à fluência e à retracção. Esta interacção pode ser considerada, de forma geral e aproximada, através de um coeficiente de redução de 0,8.

(2) Um método simplificado para avaliar as perdas diferidas na secção  $x$  sob acções permanentes é fornecido pela expressão (5.46):

$$\Delta P_{c+s+r} = A_p \Delta \sigma_{p,c+s+r} = A_p \frac{\varepsilon_{cs} E_p + 0,8 \Delta \sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \varphi(t, t_0) \cdot \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \frac{A_p}{A_c} \left(1 + \frac{A_c}{I_c} z_{cp}^2\right) [1 + 0,8 \varphi(t, t_0)]} \quad (5.46)$$

em que:

$\Delta \sigma_{p,c+s+r}$  valor absoluto da variação de tensão nas armaduras devida à fluência, à retracção e à relaxação na secção  $x$ , no instante  $t$ ;

$\varepsilon_{cs}$  extensão estimada de retracção, de acordo com 3.1.4(6), em valor absoluto;

$E_p$  módulo de elasticidade do aço de pré-esforço, ver 3.3.6(2);

$E_{cm}$  módulo de elasticidade do betão (ver o Quadro 3.1);

$\Delta \sigma_{pr}$  valor absoluto da variação de tensão nas armaduras na secção  $x$ , no instante  $t$ , devida à relaxação do aço de pré-esforço. É determinado para uma tensão  $\sigma_p = \sigma_p(G+P_{m0} + \psi_2 Q)$

em que  $\sigma_p = \sigma_p(G+P_{m0} + \psi_2 Q)$  é a tensão inicial nas armaduras devida ao pré-esforço inicial e às acções quase-permanentes;

$\varphi(t, t_0)$  coeficiente de fluência no instante  $t$  para uma aplicação das cargas no instante  $t_0$ ;

$\sigma_{c,QP}$  tensão no betão ao nível das armaduras, devida ao peso próprio e ao pré-esforço inicial e, sempre que for relevante, a outras acções quase-permanentes. O valor de  $\sigma_{c,QP}$  poderá resultar de parte do peso próprio e do pré-esforço inicial ou da combinação de acções quase-permanente considerada na sua totalidade ( $\sigma_c(G+P_{m0} + \psi_2 Q)$ ), consoante a fase de construção considerada;

$A_p$  área de todas as armaduras de pré-esforço na secção  $x$ ;

$A_c$  área da secção transversal de betão;

$I_c$  momento de inércia da secção de betão;

$z_{cp}$  distância entre o centro de gravidade da secção de betão e as armaduras de pré-esforço.

As tensões de compressão e as correspondentes extensões indicadas na expressão (5.46) deverão ser consideradas com sinal positivo.

(3) A expressão (5.46) aplica-se a armaduras aderentes considerando os valores locais das tensões e a armaduras não aderentes considerando os valores médios das tensões. Os valores médios deverão ser calculados entre secções rectas definidas pelos pontos teóricos de inflexão das armaduras no caso de pré-esforço exterior ou calculados ao longo de todo o comprimento das armaduras no caso de pré-esforço interior.

#### 5.10.7 Consideração do pré-esforço na análise

(1) O pré-esforço com armaduras exteriores pode provocar momentos de segunda ordem.

(2) Os momentos dos efeitos secundários do pré-esforço (efeitos hiperestáticos) ocorrem apenas em estruturas hiperestáticas.

(3) Numa análise linear, deverão ser considerados quer os efeitos primários (isostáticos) quer os secundários (hiperestáticos) do pré-esforço antes de qualquer redistribuição de esforços (ver 5.5).

(4) Numa análise plástica e não linear, o efeito secundário (hiperestático) do pré-esforço poderá ser tratado como rotações plásticas adicionais que deverão ser incluídas na verificação da capacidade de rotação.

(5) Poderá admitir-se uma aderência total entre o aço e o betão após a injeção das bainhas das armaduras pós-tensionadas. No entanto, antes da injeção as armaduras deverão ser consideradas como não aderentes.

(6) Poderá admitir-se que as armaduras exteriores são rectas entre desviadores.

### 5.10.8 Efeitos do pré-esforço no estado limite último

(1) Em geral, o valor de cálculo da força de pré-esforço poderá ser determinado por  $P_{d,t}(x) = \gamma_p \cdot P_{m,t}(x)$  (ver 5.10.3(4) para a definição de  $P_{m,t}(x)$  e 2.4.2.2 para  $\gamma_p$ ).

(2) Para elementos pré-esforçados com armaduras não aderentes de modo permanente, é em geral necessário considerar a deformação de todo o elemento quando se calcula o acréscimo de tensão no aço de pré-esforço. Se não for efectuado nenhum cálculo pormenorizado, poderá considerar-se que o acréscimo de tensão do pré-esforço efectivo para a tensão no estado limite último é igual a  $\Delta\sigma_{p,ULS}$ .

**NOTA:** O valor de  $\Delta\sigma_{p,ULS}$  a utilizar num determinado país poderá ser indicado no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado é 100 MPa.

(3) Se o aumento de tensão for calculado considerando o estado de deformação de todo o elemento, deverão utilizar-se os valores médios das propriedades dos materiais. O valor de cálculo do acréscimo de tensão,  $\Delta\sigma_{pd} = \Delta\sigma_p \cdot \gamma_{\Delta P}$ , deverá ser determinado aplicando sucessivamente os coeficientes parciais de segurança,  $\gamma_{\Delta P, sup}$  e  $\gamma_{\Delta P, inf}$ .

**NOTA:** Os valores de  $\gamma_{\Delta P, sup}$  e  $\gamma_{\Delta P, inf}$  a utilizar num determinado país poderão ser indicados no respectivo Anexo Nacional. Os valores recomendados para  $\gamma_{\Delta P, sup}$  e  $\gamma_{\Delta P, inf}$  são 1,2 e 0,8, respectivamente. Se se efectuar uma análise linear considerando as secções não fendilhadas, poderá admitir-se um limite inferior das deformações e o valor recomendado quer para  $\gamma_{\Delta P, sup}$  quer para  $\gamma_{\Delta P, inf}$  é 1,0.

### 5.10.9 Efeitos do pré-esforço no estado limite de utilização e no estado limite de fadiga

(1)P Nos cálculos nos estados limites de utilização e nos que envolvam fadiga, devem considerar-se as possíveis variações do pré-esforço. São definidos dois valores característicos da força de pré-esforço no estado limite de utilização obtidos por:

$$P_{k, sup} = r_{sup} P_{m, t}(x) \quad (5.47)$$

$$P_{k, inf} = r_{inf} P_{m, t}(x) \quad (5.48)$$

em que:

$P_{k, sup}$  valor característico superior;

$P_{k, inf}$  valor característico inferior.

**NOTA:** Os valores de  $r_{sup}$  e  $r_{inf}$  a utilizar num determinado país poderão ser indicados no respectivo Anexo Nacional. Os valores recomendados são:

– para pré-esforço por pré-tensão ou para armaduras não aderentes:  $r_{sup} = 1,05$  e  $r_{inf} = 0,95$ ;

– para pré-esforço por pós-tensão com armaduras aderentes:  $r_{sup} = 1,10$  e  $r_{inf} = 0,90$ ;

– quando são efectuadas medições adequadas (por exemplo, medição directa do pré-esforço por pré-tensão):  $r_{sup} = r_{inf} = 1,0$ .

### 5.11 Análise para alguns elementos estruturais particulares

(1)P As lajes apoiadas sobre pilares são definidas como lajes fungiformes.

(2)P As paredes de contraventamento são paredes de betão simples ou armado que contribuem para a estabilidade lateral da estrutura.

**NOTA:** Para mais informações sobre a análise de lajes fungiformes e de paredes de contraventamento, ver o Anexo I.

## **6 Estados limites últimos**

### **6.1 Flexão simples e flexão composta**

(1)P Esta secção 6 aplica-se às zonas sem descontinuidades de vigas, lajes e outros elementos semelhantes cujas secções se mantêm aproximadamente planas antes e após o carregamento. As zonas de descontinuidade de vigas e de outros elementos nos quais as secções planas não permanecem planas poderão ser calculadas e pormenorizadas de acordo com 6.5.

(2)P A determinação da resistência à flexão última de secções de betão armado ou pré-esforçado baseia-se nas seguintes hipóteses:

- as secções mantêm-se planas;
- a extensão nas armaduras aderentes, em tracção ou em compressão, é a mesma da do betão que as envolve;
- a resistência do betão à tracção é ignorada;
- as tensões no betão comprimido são obtidas do diagrama tensões-extensões de cálculo, indicado em 3.1.7;
- as tensões nas armaduras de betão armado ou nas armaduras de pré-esforço são obtidas dos diagramas de cálculo indicados em 3.2 (ver a Figura 3.8) e 3.3 (ver a Figura 3.10);
- a avaliação das tensões nas armaduras de pré-esforço tem em conta a extensão inicial dessas armaduras.

(3)P A extensão de compressão no betão deve ser limitada a  $\epsilon_{cu2}$  ou  $\epsilon_{cu3}$ , conforme o diagrama tensões-extensões utilizado, ver 3.1.7 e Quadro 3.1. As extensões no aço para betão armado e no aço de pré-esforço devem ser limitadas a  $\epsilon_{ud}$  (caso exista); ver 3.2.7(2) e 3.3.6(7), respectivamente.

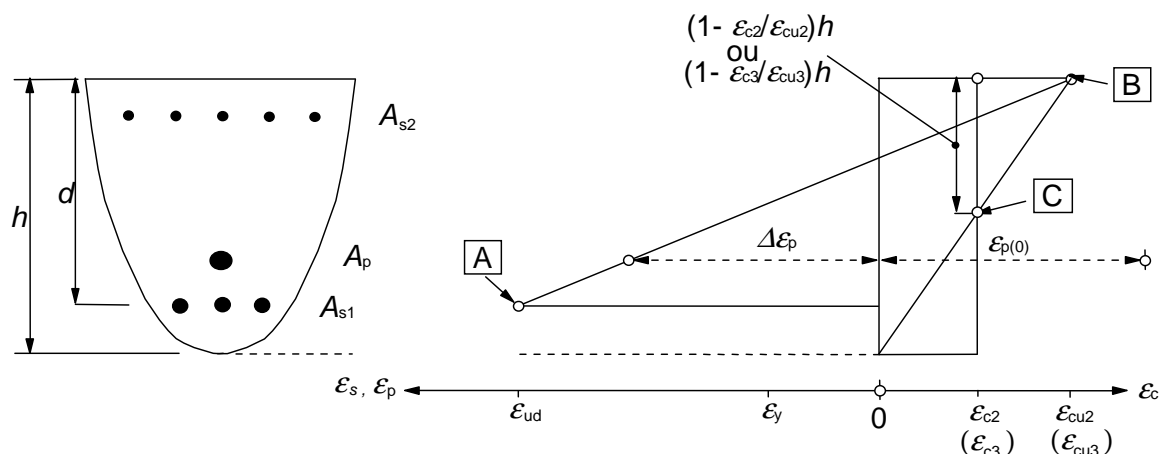
(4) Para secções com armaduras simétricas sujeitas a um esforço de compressão, é necessário considerar uma excentricidade mínima  $e_0 = h/30$ , mas não inferior a 20 mm, em que  $h$  é a altura da secção.

(5) Em partes de secções sujeitas a esforços aproximadamente centrados ( $e_d/h < 0,1$ ), como por exemplo os banzos comprimidos de vigas em caixão, a extensão média de compressão nessa parte da secção deverá ser limitada a  $\epsilon_{c2}$  (ou  $\epsilon_{c3}$  se se utilizar a relação bilinear da Figura 3.4).

(6) O domínio admissível de distribuições de extensões é o representado na Figura 6.1.

(7) Para elementos pré-esforçados com armaduras não aderentes de modo permanente, ver 5.10.8.

(8) Para armaduras de pré-esforço exteriores, considera-se que a extensão no aço de pré-esforço entre dois pontos de contacto sucessivos (ancoragens ou desviadores) é constante. A extensão no aço de pré-esforço é então igual à extensão inicial, obtida imediatamente após a conclusão da operação de pré-esforço, acrescida da extensão resultante da deformação da estrutura entre as zonas de contacto consideradas. Ver também 5.10.



- [A] - limite para a extensão de tracção do aço para betão armado
- [B] - limite para a extensão de compressão do betão
- [C] - limite para a extensão de compressão simples do betão

Figura 6.1 – Distribuições de extensões admissíveis no estado limite último

## 6.2 Esforço transversal

### 6.2.1 Método geral de verificação

(1)P Para a verificação da resistência em relação ao esforço transversal, definem-se os seguintes valores:

- $V_{Rd,c}$  valor de cálculo do esforço transversal resistente do elemento sem armadura de esforço transversal;
- $V_{Rd,s}$  valor de cálculo do esforço transversal equilibrado pela armadura de esforço transversal na tensão de cedência;
- $V_{Rd,max}$  valor de cálculo do esforço transversal resistente máximo do elemento, limitado pelo esmagamento das escoras comprimidas.

Em elementos de altura variável, definem-se os seguintes valores adicionais (ver a Figura 6.2):

- $V_{ccd}$  valor de cálculo da componente de esforço transversal da força de compressão, no caso de um banzo comprimido inclinado;
- $V_{td}$  valor de cálculo da componente de esforço transversal da força na armadura de tração, no caso de um banzo traccionado inclinado.

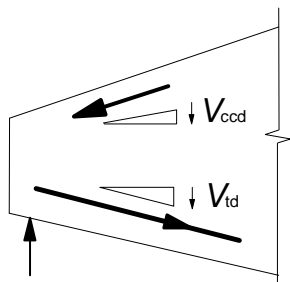


Figura 6.2 – Componentes do esforço transverso para elementos de altura variável

(2) A resistência ao esforço transverso de um elemento com armadura de esforço transverso é igual a:

$$V_{Rd} = V_{Rd,s} + V_{ccd} + V_{td} \quad (6.1)$$

(3) Em regiões do elemento em que  $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$ , não é necessário o cálculo da armadura de esforço transverso.  $V_{Ed}$  é o valor de cálculo do esforço transverso na secção considerada resultante das acções exteriores e do pré-esforço (aderente ou não aderente).

(4) Quando, com base na verificação do esforço transverso, não for necessária nenhuma armadura de esforço transverso, deverá prever-se uma armadura mínima de esforço transverso de acordo com 9.2.2. Esta armadura mínima de esforço transverso poderá ser omitida em elementos como lajes (maciças, nervuradas ou vazadas) em que é possível a redistribuição transversal das acções. A armadura mínima também poderá ser omitida em elementos de pequena importância (por exemplo, lintéis com vão  $\leq 2$  m) que não contribuam de modo significativo para a resistência e estabilidade globais da estrutura.

(5) Nas zonas em que  $V_{Ed} > V_{Rd,c}$  obtido pela expressão (6.2), deverá adoptar-se uma armadura de esforço transverso suficiente de forma a que  $V_{Ed} \leq V_{Rd}$  (ver a expressão (6.1)).

(6) Em qualquer ponto do elemento, a soma do valor de cálculo do esforço transverso com as contribuições dos banzos,  $V_{Ed} - V_{ccd} - V_{td}$ , não deverá exceder o valor máximo admissível  $V_{Rd,max}$  (ver 6.2.3).

(7) A armadura de tracção longitudinal deverá ser capaz de resistir à força de tracção adicional devida ao esforço transverso (ver 6.2.3(7)).

(8) Para elementos sujeitos predominantemente a acções uniformemente distribuídas, não é necessária a verificação do valor de cálculo do esforço transverso a uma distância inferior a  $d$  da face do apoio. Qualquer armadura de esforço transverso necessária deverá prolongar-se até ao apoio. Além disso, deverá verificar-se que o esforço transverso no apoio não excede  $V_{Rd,max}$  (ver também 6.2.2(6) e 6.2.3(8)).

(9) Quando uma acção é aplicada na zona inferior de uma secção, deverá utilizar-se, para além da armadura necessária para resistir ao esforço transverso, uma armadura vertical suficiente para transferir a carga para a zona superior da secção.

## 6.2.2 Elementos para os quais não é requerida armadura de esforço transverso

(1) O valor de cálculo do esforço transverso resistente  $V_{Rd,c}$  é obtido por:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d \quad (6.2.a)$$

com um mínimo de

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \quad (6.2.b)$$



em que:

$f_{ck}$  em MPa;

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \text{ com } d \text{ em mm};$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0,02;$$

$A_{sl}$  área da armadura de tracção prolongada de um comprimento  $\geq (l_{bd} + d)$  para além da secção considerada (ver a Figura 6.3);

$b_w$  menor largura da secção transversal na área traccionada [mm];

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0,2 f_{cd} \text{ [MPa]};$$

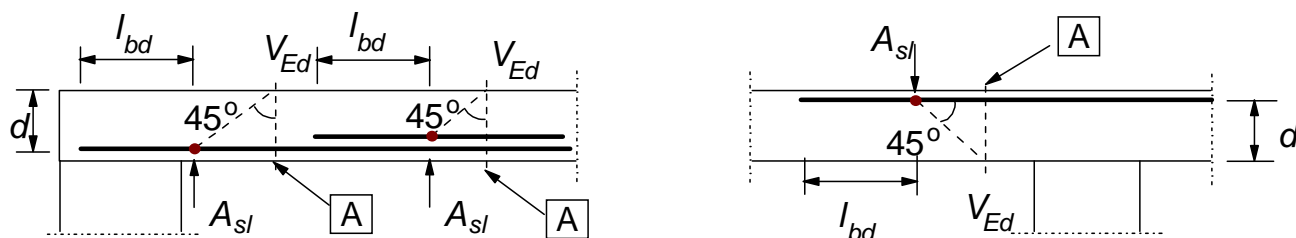
$N_{Ed}$  esforço normal na secção devido às acções aplicadas ou ao pré-esforço [em N] ( $N_{Ed} > 0$  para compressão). Em  $N_{Ed}$ , a influência das deformações impostas poderá ser ignorada;

$A_c$  área da secção transversal de betão [mm<sup>2</sup>];

$V_{Rd,c}$  em [N].

**NOTA:** Os valores de  $C_{Rd,c}$ ,  $v_{min}$  e  $k_1$  a utilizar num determinado país poderão ser indicados no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado de  $C_{Rd,c}$  é  $0,18/\gamma_c$ , o de  $v_{min}$  é obtido pela expressão (6.3N) e o de  $k_1$  é  $0,15$ .

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \quad (6.3N)$$



[A] - secção considerada

Figura 6.3 – Definição de  $A_{sl}$  na expressão (6.2)

(2) Em elementos pré-esforçados com um único vão e sem armadura de esforço transversal, a resistência ao esforço transversal das zonas fendilhadas em flexão poderá ser calculada utilizando a expressão (6.2a). Em zonas não fendilhadas em flexão (em que a tensão de tracção por flexão é inferior a  $f_{ctk,0,05}/\gamma_c$ ), a resistência ao esforço transversal deverá ser limitada pela resistência à tracção do betão. Nestas zonas, a resistência ao esforço transversal é obtida por:

$$V_{Rd,c} = \frac{I \cdot b_w}{S} \sqrt{(f_{ctd})^2 + \alpha_1 \sigma_{cp} f_{ctd}} \quad (6.4)$$

em que:

$I$  momento de inércia;

$b_w$	largura da secção transversal ao nível do centro de gravidade, sendo a existência de bainhas considerada de acordo com as expressões (6.16) e (6.17);
$S$	momento estático da área situada acima do eixo que passa pelo centro de gravidade da secção em relação a esse eixo;
$\alpha_l$	$= l_x/l_{pt2} \leq 1,0$ para armaduras de pré-esforço por pré-tensão $= 1,0$ para outros tipos de pré-esforço;
$l_x$	distância da secção considerada ao início do comprimento de transmissão;
$l_{pt2}$	limite superior do comprimento de transmissão da armadura de pré-esforço, de acordo com a expressão (8.18);
$\sigma_{cp}$	tensão de compressão do betão ao nível do centro de gravidade devida às acções axiais e/ou ao pré-esforço ( $\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c$ em MPa, $N_{Ed} > 0$ para a compressão).

Para secções transversais em que a largura varia ao longo da altura, a tensão principal máxima poderá ocorrer a um nível que não seja o do centro de gravidade. Neste caso, o valor mínimo da resistência ao esforço transversal deverá ser determinado calculando  $V_{Rd,c}$  em vários níveis na secção transversal.

(3) A verificação da resistência ao esforço transversal, de acordo com a expressão (6.4), não é necessária para secções que estejam mais próximas do apoio do que o ponto de intersecção do eixo elástico do centro de gravidade com uma linha a  $45^\circ$  traçada a partir da face interior do apoio.

(4) Para o caso geral de elementos sujeitos a flexão composta e relativamente aos quais é possível demonstrar que não fendilham em flexão no estado limite último, considera-se 12.6.3.

(5) Para o cálculo da armadura longitudinal, na região fendilhada por flexão, deverá efectuar-se uma translação do diagrama de  $M_{Ed}$ , de uma distância  $a_l = d$  na direcção desfavorável (ver 9.2.1.3(2)).

(6) Para elementos com acções na face superior aplicadas a uma distância  $0,5d \leq a_v \leq 2d$  da face de um apoio (ou do centro do apoio no caso de apoios flexíveis), a contribuição dessas acções para o esforço transversal,  $V_{Ed}$ , poderá ser multiplicada por  $\beta = a_v/2d$ . Esta redução poderá ser aplicada na verificação de  $V_{Rd,c}$  segundo a expressão (6.2.a), só sendo válida na condição de a armadura longitudinal estar totalmente amarrada no apoio. Para  $a_v \leq 0,5d$ , deverá utilizar-se o valor  $a_v = 0,5d$ .

O esforço transversal  $V_{Ed}$ , calculado sem aplicar o coeficiente de redução  $\beta$ , deverá, no entanto, satisfazer sempre a condição:

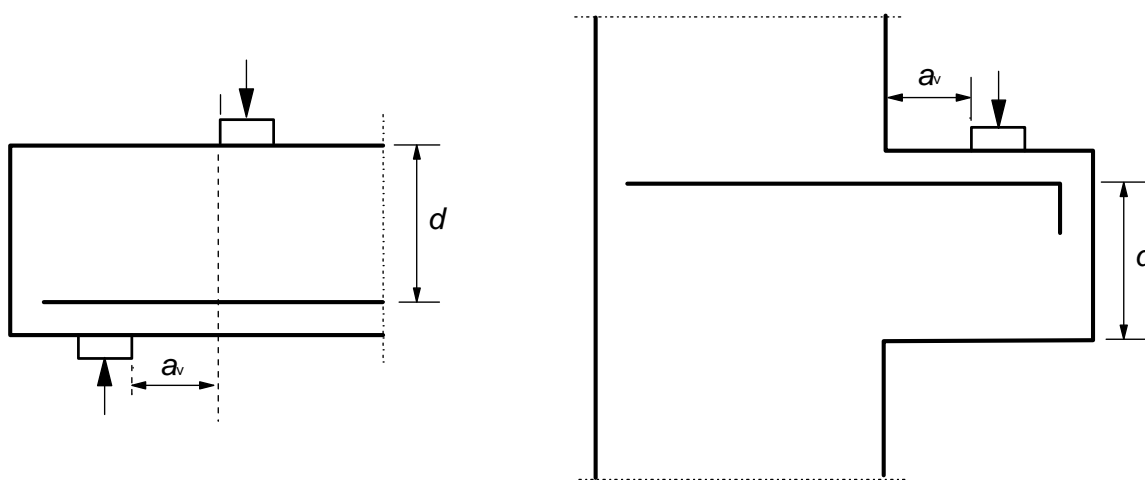
$$V_{Ed} \leq 0,5 b_w d v f_{cd} \quad (6.5)$$

em que:

$v$  coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal.

**NOTA:** O valor de  $v$  a utilizar num determinado país poderá ser indicado no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado é obtido por:

$$v = 0,6 \left[ 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \quad (f_{ck} \text{ em MPa}) \quad (6.6N)$$



(a) Viga com apoio directo

(b) Consola curta

Figura 6.4 – Acções junto dos apoios

(7) As vigas com acções junto de apoios e de consolas curtas poderão ser calculadas, em alternativa, com modelos de escoras e tirantes. Para esta alternativa, considera-se 6.5.

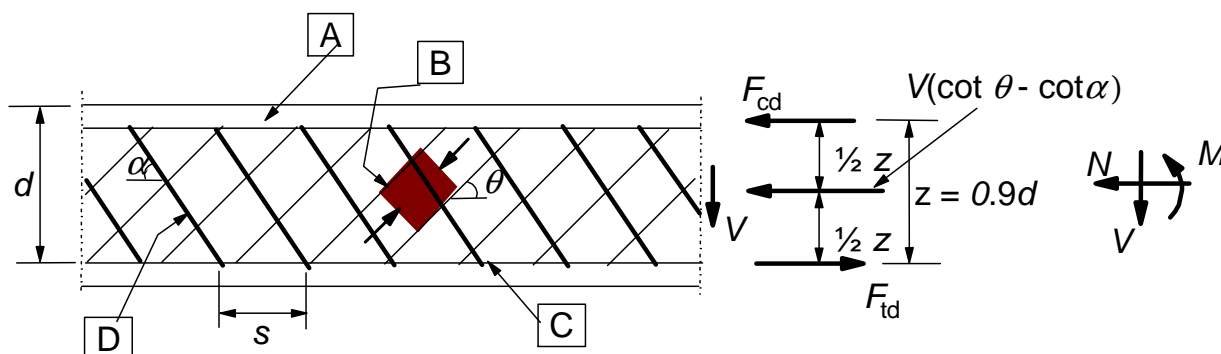
### 6.2.3 Elementos para os quais é requerida armadura de esforço transversal

(1) O cálculo de elementos com armadura de esforço transversal baseia-se num modelo de treliça (ver a Figura 6.5). Os valores limites para o ângulo  $\theta$  das escoras inclinadas na alma são indicados em 6.2.3(2).

Na Figura 6.5 são apresentadas as seguintes notações:

- $\alpha$  ângulo formado pela armadura de esforço transversal com o eixo da viga (medido positivo como representado na Figura 6.5);
- $\theta$  ângulo formado pela escora comprimida de betão com o eixo da viga;
- $F_{td}$  valor de cálculo da força de tracção na armadura longitudinal;
- $F_{cd}$  valor de cálculo da força de compressão no betão na direcção do eixo longitudinal do elemento;
- $b_w$  menor largura da secção entre os banzos traccionado e comprimido;
- $z$  braço do binário das forças interiores, para um elemento de altura constante, correspondente ao momento flector no elemento considerado. Na verificação em relação ao esforço transversal numa secção de betão armado sem esforço normal, poderá geralmente utilizar-se o valor aproximado  $z = 0,9d$ .

Em elementos com armaduras de pré-esforço inclinadas, deverá adoptar-se uma armadura longitudinal no banzo traccionado para equilibrar a força de tracção longitudinal devida ao esforço transversal, como definida em (7).



[A] - banzo comprimido, [B] - escoras, [C] - banzo traccionado, [D] - armadura de esforço transversal

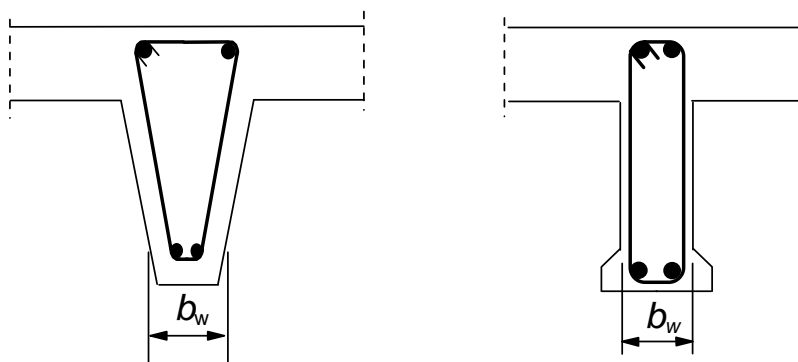


Figura 6.5 – Modelo de treliça e notações para elementos com armaduras de esforço transversal

(2) O ângulo  $\theta$  deverá ser limitado.

**NOTA:** Os valores limites de  $\cot \theta$  a utilizar num determinado país poderão ser indicados no respectivo Anexo Nacional. Os limites recomendados são obtidos pela expressão (6.7N):

$$1 \leq \cot \theta \leq 2,5 \quad (6.7N)$$

(3) No caso de elementos com armaduras de esforço transversal constituída por estribos verticais, o valor de cálculo do esforço transversal resistente,  $V_{Rd,s}$ , é o menor dos valores:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta \quad (6.8)$$

**NOTA:** No caso de se utilizar a expressão (6.10), o valor de  $f_{ywd}$  na expressão (6.8) deverá ser reduzido para  $0,8 f_{ywk}$ .

e

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z v_l f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta) \quad (6.9)$$

em que:

$A_{sw}$  área da secção transversal das armaduras de esforço transversal;

$s$  espaçamento dos estribos;

$f_{ywd}$  valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras de esforço transversal;

$v_1$  coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal;

$\alpha_{cw}$  coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido.

**NOTA 1:** O valor de  $v_1$  e de  $\alpha_{cw}$  a utilizar num determinado país poderá ser indicado no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado de  $v_1$  é  $v$  (ver a expressão (6.6N)).

**NOTA 2:** Se o valor de cálculo da tensão da armadura de esforço transversal for inferior a 80 % do valor característico da tensão de cedência  $f_{yk}$ , poderá adoptar-se para  $v_1$ :

$$v_1 = 0,6 \quad \text{para } f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \quad (6.10.aN)$$

$$v_1 = 0,9 - f_{ck}/200 > 0,5 \quad \text{para } f_{ck} \geq 60 \text{ MPa} \quad (6.10.bN)$$

**NOTA 3:** O valor recomendado de  $\alpha_{cw}$  é conforme segue:

1 para estruturas não pré-esforçadas

$$(1 + \sigma_{cp}/f_{cd}) \quad \text{para } 0 < \sigma_{cp} \leq 0,25 f_{cd} \quad (6.11.aN)$$

$$1,25 \quad \text{para } 0,25 f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd} \quad (6.11.bN)$$

$$2,5 (1 - \sigma_{cp}/f_{cd}) \quad \text{para } 0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < 1,0 f_{cd} \quad (6.11.cN)$$

em que:

$\sigma_{cp}$  tensão de compressão média, considerada positiva, no betão devida ao valor de cálculo do esforço normal. Deverá ser obtida efectuando a média em toda a secção de betão tendo em conta a armadura. Não é necessário calcular  $\sigma_{cp}$  a uma distância inferior a  $0,5d \cot \theta$  da face do apoio.

**NOTA 4:** A área efectiva máxima da secção transversal das armaduras de esforço transversal,  $A_{sw,max}$  para  $\cot \theta = 1$  é obtida por:

$$\frac{A_{sw,max} f_{ywd}}{b_w s} \leq \frac{1}{2} \alpha_{cw} v_1 f_{cd} \quad (6.12)$$

(4) No caso de elementos com armaduras de esforço transversal inclinadas, a resistência ao esforço transversal é o menor dos valores:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha \quad (6.13)$$

e

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta) \quad (6.14)$$

**NOTA:** A armadura efectiva máxima de esforço transversal,  $A_{sw,max}$  para  $\cot \theta = 1$  é obtida por:

$$\frac{A_{sw,max} f_{ywd}}{b_w s} \leq \frac{\frac{1}{2} \alpha_{cw} v_1 f_{cd}}{\sin \alpha} \quad (6.15)$$

(5) Nas zonas em que não há descontinuidade de  $V_{Ed}$  (por exemplo, no caso de acções uniformemente distribuídas aplicadas na face superior), a armadura de esforço transversal num comprimento elementar  $l = z (\cot \theta)$  poderá ser calculada utilizando o menor valor de  $V_{Ed}$  nesse comprimento.

(6) No caso de a alma conter bainhas metálicas injectadas de diâmetro  $\phi > b_w/8$ , a resistência ao esforço transversal,  $V_{Rd,max}$ , deverá ser calculada com base numa espessura nominal da alma:

$$b_{w,nom} = b_w - 0,5 \Sigma \phi \quad (6.16)$$

em que  $\phi$  é o diâmetro exterior da bainha e  $\Sigma \phi$  é determinado para o nível mais desfavorável.

Para bainhas metálicas injectadas com  $\phi \leq b_w/8$ ,  $b_{w,nom} = b_w$ .

Para bainhas não injectadas, bainhas plásticas injectadas e armaduras não aderentes, a espessura nominal da alma é:

$$b_{w,nom} = b_w - 1,2 \sum \phi \quad (6.17)$$

O valor 1,2 na expressão (6.17) é introduzido para ter em conta a fissuração das escoras de betão devida à tracção transversal. No caso de ser utilizada uma armadura transversal adequada, este valor poderá ser reduzido para 1,0.

(7) A força de tracção adicional na armadura longitudinal,  $\Delta F_{td}$ , devida ao esforço transversal  $V_{Ed}$  poderá ser calculada pela expressão:

$$\Delta F_{td} = 0,5 V_{Ed} (\cot \theta - \cot \alpha) \quad (6.18)$$

$(M_{Ed}/z) + \Delta F_{td}$  não deverá ser considerado superior a  $M_{Ed,max}/z$ , em que  $M_{Ed,max}$  é o momento máximo ao longo da viga.

(8) No caso de elementos com acções aplicadas na face superior a uma distância da face do apoio  $0,5d \leq a_v \leq 2,0d$ , a contribuição desta carga para o esforço transversal  $V_{Ed}$  poderá ser minorada por  $\beta = a_v/2d$ . O esforço transversal  $V_{Ed}$  assim calculado deverá satisfazer a condição:

$$V_{Ed} \leq A_{sw} f_{ywd} \sin \alpha \quad (6.19)$$

em que  $A_{sw} \cdot f_{ywd}$  é a resistência das armaduras de esforço transversal que atravessam entre as áreas carregadas as fendas inclinadas de esforço transversal (ver a Figura 6.6). Apenas deverá ser considerada a armadura de esforço transversal na zona central de extensão  $0,75 a_v$ . A minoração por  $\beta$  só deverá ser aplicada no cálculo das armaduras de esforço transversal. Esta minoração só é válida se a armadura longitudinal estiver totalmente amarrada no apoio.

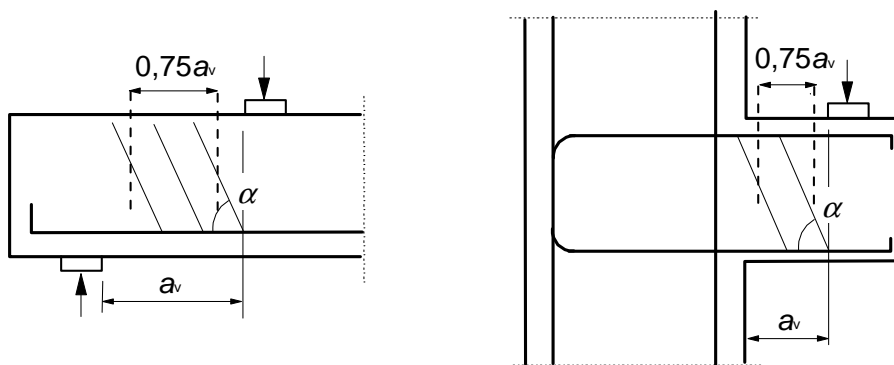


Figura 6.6 – Armadura de esforço transversal em vãos curtos, com transmissão directa da carga

Para  $a_v < 0,5d$ , deverá utilizar-se o valor  $a_v = 0,5d$ .

O valor  $V_{Ed}$ , calculado sem minoração por  $\beta$ , deverá sempre ser inferior a  $V_{Rd,max}$ , ver a expressão (6.9).

#### 6.2.4 Corte na ligação da alma aos banzos

(1) A resistência ao esforço transversal do banzo poderá ser calculada considerando o banzo como um sistema de escoras comprimidas de betão associadas a tirantes constituídos pelas armaduras transversais traccionadas.

(2) Deverá adoptar-se uma área mínima de secção de armaduras longitudinais, conforme especificado em 9.3.1.

(3) A tensão de corte longitudinal,  $v_{Ed}$ , na ligação de um lado do banzo com a alma, é determinada pela variação do esforço normal (longitudinal) na parte considerada do banzo:

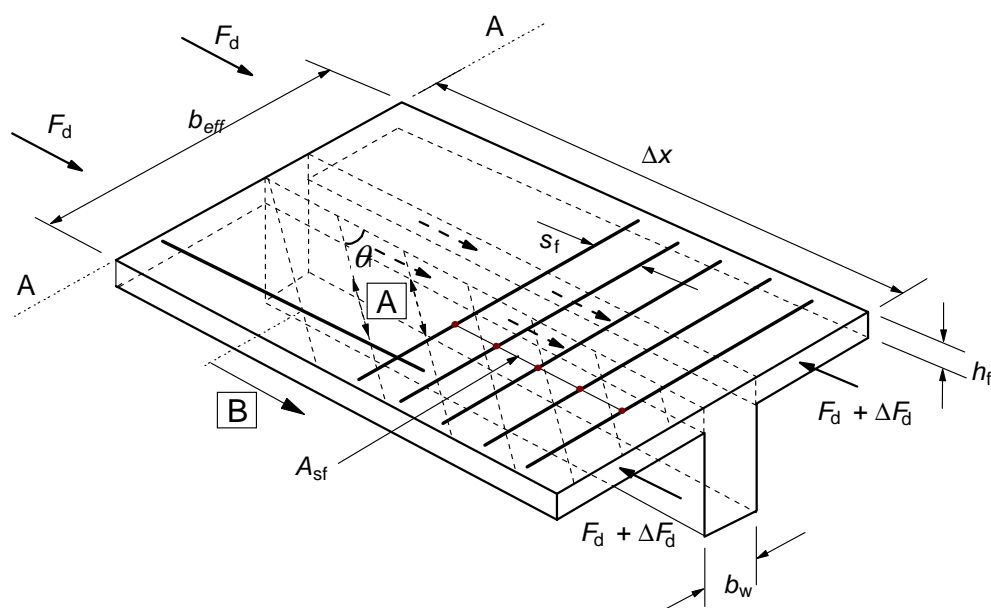
$$v_{Ed} = \Delta F_d / (h_f \cdot \Delta x) \quad (6.20)$$

em que:

$h_f$  espessura do banzo na ligação;

$\Delta x$  comprimento considerado, ver a Figura 6.7;

$\Delta F_d$  variação do esforço normal no banzo ao longo do comprimento  $\Delta x$ .



[A] - escoras comprimidas [B] - varão longitudinal amarrado para além deste ponto de projecção (ver 6.2.4(7))

Figura 6.7 – Ligação do banzo com a alma - Notações

O valor máximo que se poderá considerar para  $\Delta x$  é igual a metade da distância entre as secções de momento nulo e máximo. No caso de acções pontuais, o comprimento  $\Delta x$  não deverá exceder a distância entre as acções pontuais.

(4) A armadura transversal por unidade de comprimento  $A_{sf}/s_f$  poderá ser determinada por:

$$(A_{sf} f_{yd} / s_f) \geq v_{Ed} \cdot h_f / \cot \theta_f \quad (6.21)$$

Para impedir o esmagamento das escoras comprimidas no banzo, deverá ser satisfeita a seguinte condição:

$$v_{Ed} \leq v_{fcd} \sin \theta_f \cos \theta_f \quad (6.22)$$

**NOTA:** O intervalo admissível para os valores de  $\cot \theta_t$  a utilizar num determinado país poderá ser definido no respectivo Anexo Nacional. Na ausência de cálculos mais rigorosos, os valores recomendados são:

$$1,0 \leq \cot \theta_t \leq 2,0 \quad \text{para banzos comprimidos } (45^\circ \geq \theta_t \geq 26,5^\circ)$$

$$1,0 \leq \cot \theta_t \leq 1,25 \quad \text{para banzos traccionados } (45^\circ \geq \theta_t \geq 38,6^\circ)$$

(5) No caso em que o esforço longitudinal na ligação da alma com o banzo se combina com esforços de flexão transversal, a área da secção de armaduras deverá ser maior do que a obtida pela expressão (6.21) ou do que metade do valor obtido pela expressão (6.21) acrescido da área necessária para a flexão transversal.

(6) Se  $v_{Ed}$  for inferior ou igual a  $kf_{ctd}$ , não é necessária nenhuma armadura adicional, para além da necessária à flexão.

**NOTA:** O valor de  $k$  a utilizar num determinado país poderá ser indicado no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado é 0,4.

(7) A armadura de tracção longitudinal no banzo deverá ser amarrada para além da escora necessária para voltar a transmitir a força para a alma na secção em que essa armadura é necessária (ver a Secção (A - A) da Figura 6.7).

### 6.2.5 Esforço longitudinal nas juntas de betonagem em diferentes datas

(1) A tensão tangencial nas juntas de betonagens em diferentes datas deverá, além dos requisitos de 6.2.1 a 6.2.4, satisfazer também o seguinte:

$$v_{Edi} \leq v_{Rdi} \quad (6.23)$$

$v_{Edi}$  é o valor de cálculo da tensão tangencial na junta obtido por:

$$v_{Edi} = \beta V_{Ed} / (z b_i) \quad (6.24)$$

em que:

$\beta$  relação entre o esforço longitudinal na secção de betão novo e o esforço longitudinal total na zona de compressão ou na zona de tracção, ambos calculados na secção considerada;

$V_{Ed}$  esforço transversal;

$z$  braço do binário da secção composta;

$b_i$  largura da junta (ver a Figura 6.8);

$v_{Rdi}$  valor de cálculo da tensão tangencial resistente na junta obtido por:

$$v_{Rdi} = c f_{ctd} + \mu \sigma_n + \rho f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 v f_{cd} \quad (6.25)$$

em que:

$c$  e  $\mu$  coeficientes que dependem da rugosidade da junta (ver (2));

$f_{ctd}$  definido em 3.1.6(2)P;

$\sigma_n$  tensão devida ao esforço normal exterior mínimo na junta, que pode actuar simultaneamente com o esforço transversal, positivo se de compressão, com  $\sigma_n < 0,6 f_{cd}$ , e negativo se de tracção. Quando  $\sigma_n$  é de tracção,  $c f_{ctd}$  deverá ser considerado igual a 0.

$$\rho = A_s / A_i$$



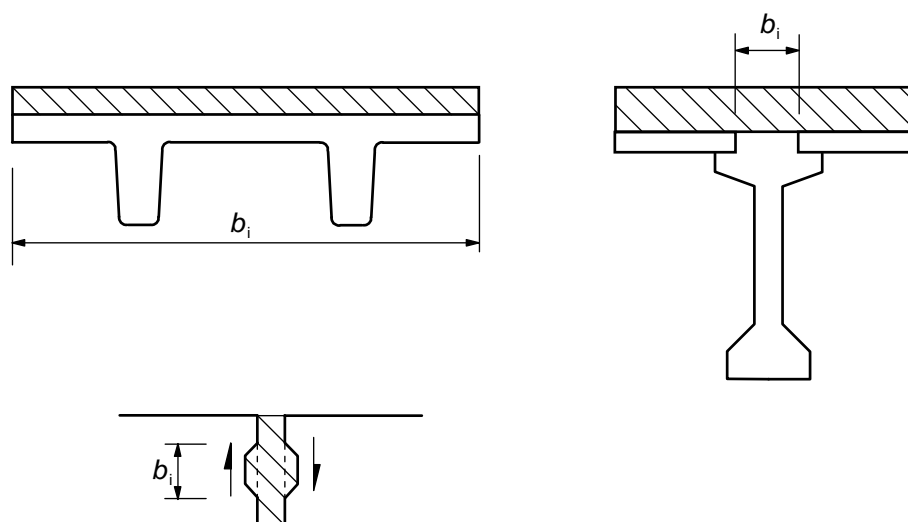


Figura 6.8 – Exemplos de juntas de betonagem

$A_s$  área da secção de armaduras que atravessa a junta incluindo a das armaduras de esforço transversal (caso existam), com amarração adequada de ambos os lados da junta;

$A_i$  área da junta;

$\alpha$  definido na Figura 6.9 e deverá ser limitado de modo que  $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$ ;

$\nu$  coeficiente de redução da resistência (ver 6.2.2(6)).

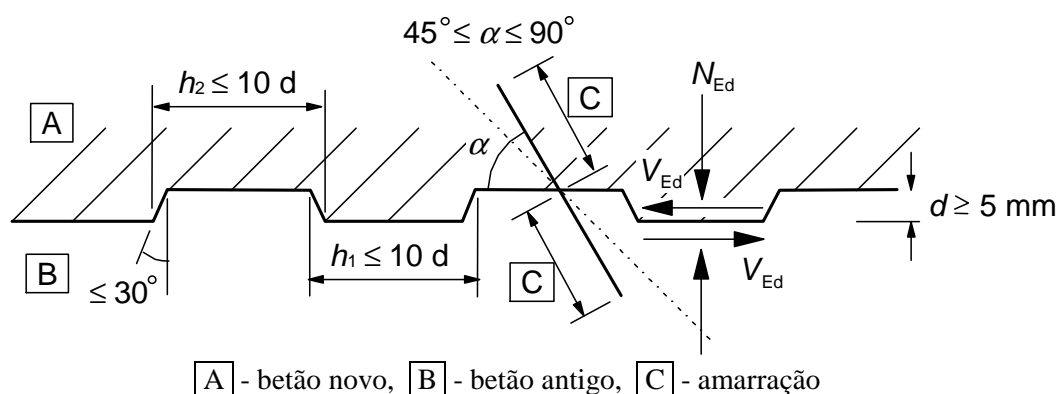


Figura 6.9 – Junta de construção indentada

(2) Na falta de informações mais pormenorizadas, as superfícies são classificadas como muito lisas, lisas, rugosas ou indentadas, conforme os seguintes exemplos:

- Muito lisa: uma superfície moldada por aço, plástico ou por moldes de madeira especialmente preparados:  $c = 0,025$  a  $0,10$  e  $\mu = 0,5$ .

- Lisa: uma superfície extrudida ou executada com moldes deslizantes, ou executada sem cofragem e não tratada após a vibração:  $c = 0,20$  e  $\mu = 0,6$ .
- Rugosa: uma superfície com rugosidades de pelo menos 3 mm de altura e espaçadas cerca de 40 mm, obtidas por meio de raspagem, de jacto de água, ar ou areia ou por meio de quaisquer outros métodos de que resulte um comportamento equivalente:  $c = 0,40$  e  $\mu = 0,7$ .
- Indentada: uma superfície com recortes em conformidade com a Figura 6.9:  $c = 0,50$  e  $\mu = 0,9$ .

(3) As armaduras transversais poderão distribuir-se por zonas com espaçamento constante, como indicado na Figura 6.10. Nos casos em que a ligação entre os dois betões diferentes seja assegurada pela armadura (vigas com armaduras em treliça electrossoldada), a contribuição do aço para  $v_{Rdi}$  poderá ser considerada igual à resultante das forças em cada diagonal, desde que  $45^\circ \leq \alpha \leq 135^\circ$ .

(4) A resistência ao corte longitudinal de juntas entre elementos de laje ou de parede poderá ser calculada de acordo com 6.2.5(1). No entanto, no caso em que a junta possa ficar significativamente fissurada,  $c$  deverá ser considerado igual a 0 para juntas lisas e rugosas e igual a 0,5 para juntas indentadas (ver também 10.9.3(12)).

(5) Sob acções dinâmicas ou que envolvam fadiga, os valores de  $c$  indicados em 6.2.5(1) deverão ser reduzidos de metade.

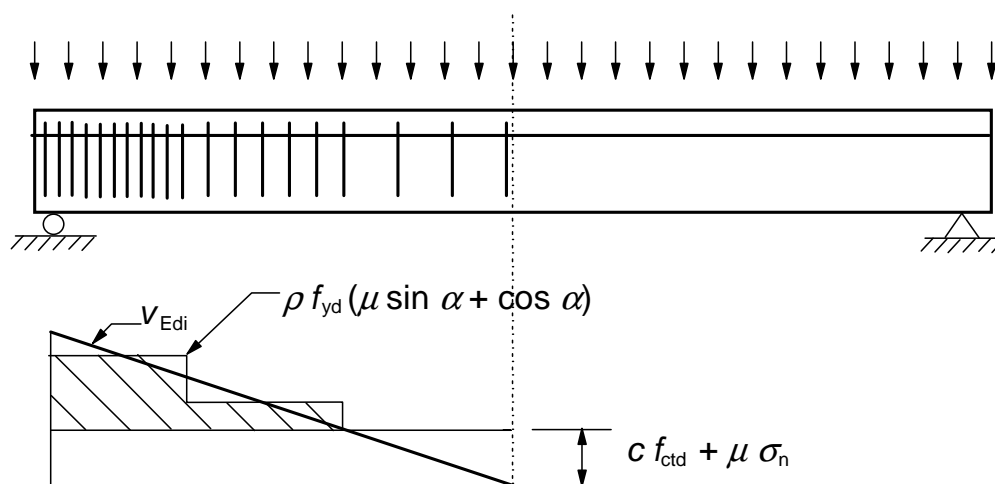


Figura 6.10 – Diagrama de esforço transverso representando a armadura necessária na junta

## 6.3 Torção

### 6.3.1 Generalidades

(1)P Nos casos em que o equilíbrio estático de uma estrutura depende da resistência à torção de elementos dessa estrutura, deve efectuar-se uma verificação da torção, quer em relação ao estado limite último quer em relação ao estado limite de utilização.

(2) No caso de estruturas hiperestáticas, em que os esforços de torção resultam apenas de considerações de compatibilidade, e em que a estabilidade da estrutura não depende da resistência à torção, não será geralmente necessária uma verificação da torção em relação ao estado limite último. Nestes casos, deverá

adoptar-se uma armadura mínima, como indicado nas secções 7.3 e 9.2, sob a forma de estribos e de varões longitudinais, a fim de evitar uma fendilhação excessiva.

(3) A resistência das secções à torção poderá ser calculada com base numa secção fechada de paredes finas, na qual o equilíbrio é satisfeito por um fluxo fechado de tensões tangenciais. As secções cheias poderão ser idealizadas como secções ocas equivalentes de paredes finas. As secções com uma forma complexa, como por exemplo as secções em T, poderão ser divididas numa série de secções elementares, cada uma das quais é idealizada como uma secção de paredes finas equivalente, sendo a resistência à torção do conjunto considerada como igual à soma das resistências de cada elemento.

(4) A distribuição dos momentos torsores actuantes nas secções elementares deverá ser proporcional à rigidez de torção destas no estado não fendilhado. No caso de secções ocas, a espessura equivalente da parede não deverá exceder a espessura real.

(5) Cada secção elementar poderá ser calculada separadamente.

### 6.3.2 Método de cálculo

(1) A tensão tangencial numa parede de uma secção sujeita a um momento torsor circular poderá ser calculada a partir de:

$$\tau_{t,i} t_{ef,i} = \frac{T_{Ed}}{2A_k} \quad (6.26)$$

O esforço tangencial  $V_{Ed,i}$  numa parede  $i$  devido à torção é obtido por:

$$V_{Ed,i} = \tau_{t,i} t_{ef,i} z_i \quad (6.27)$$

em que:

$T_{Ed}$  valor de cálculo do momento torsor aplicado (ver a Figura 6.11);

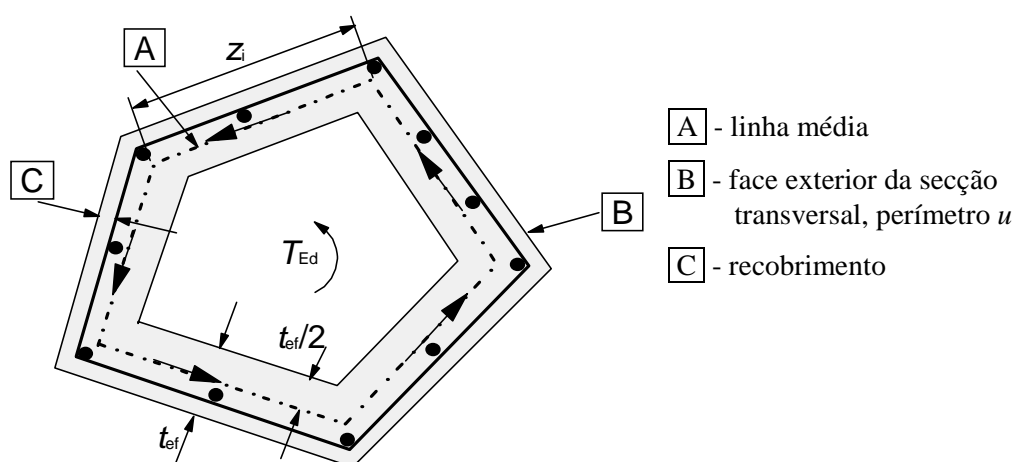


Figura 6.11 – Notações e definições utilizadas na secção 6.3

- $A_k$  área limitada pelas linhas médias das paredes, incluindo áreas interiores ocas;
- $\tau_{t,i}$  tensão tangencial de torção na parede  $i$ ;
- $t_{ef,i}$  espessura eficaz da parede. Poderá ser considerada igual a  $A/u$ , mas não deverá ser inferior ao dobro da distância entre a face exterior da secção e o eixo das armaduras longitudinais. No caso de secções ocas, a espessura real é um limite superior;
- $A$  área total da secção transversal definida pelo contorno exterior (incluindo áreas interiores ocas);
- $u$  perímetro do contorno exterior da secção;
- $z_i$  comprimento da parede  $i$ , definido pela distância entre os pontos de intersecção de paredes adjacentes.

(2) Os efeitos da torção e do esforço transversal poderão ser sobrepostos, tanto para secções ocas como para secções cheias, adoptando-se o mesmo valor para a inclinação das escoras  $\theta$ . Os limites de  $\theta$  indicados em 6.2.3(2) são também inteiramente aplicáveis no caso da acção combinada de esforço transversal com torção.

A capacidade resistente máxima de um elemento sujeito a esforço transversal associado a torção é definida em 6.3.2(4).

(3) A área da secção transversal da armadura longitudinal de torção,  $\Sigma A_{sl}$ , poderá ser calculada a partir da expressão (6.28):

$$\frac{\sum A_{sl} f_{yd}}{u_k} = \frac{T_{Ed}}{2A_k} \cot \theta \quad (6.28)$$

em que

- $u_k$  perímetro da área  $A_k$ ;
- $f_{yd}$  valor de cálculo da tensão de cedência da armadura longitudinal  $A_{sl}$ ;
- $\theta$  ângulo das escoras comprimidas (ver a Figura 6.5).

Nos banzos comprimidos, a armadura longitudinal poderá ser reduzida proporcionalmente à força de compressão instalada. Nos banzos traccionados, a armadura longitudinal de torção deverá adicionar-se às outras armaduras. Em geral, a armadura longitudinal deverá ser distribuída pelo comprimento do lado,  $z_i$ , mas, para secções pequenas, poderá ser concentrada nas extremidades dos lados.

(4) A resistência máxima de um elemento sujeito aos esforços de torção e transversal é limitada pela resistência das escoras de betão. Para que esta resistência não seja excedida, a seguinte condição deverá ser satisfeita:

$$T_{Ed}/T_{Rd,max} + V_{Ed}/V_{Rd,max} \leq 1,0 \quad (6.29)$$

em que:

- $T_{Ed}$  valor de cálculo do momento torsor;
- $V_{Ed}$  valor de cálculo do esforço transversal;
- $T_{Rd,max}$  valor de cálculo do momento torsor resistente obtido por:

$$T_{Rd,max} = 2\nu\alpha_{cw}f_{cd}A_k t_{ef,i} \sin \theta \cos \theta \quad (6.30)$$

em que  $\nu$  é definido em 6.2.2(6) e  $\alpha_{cw}$  é obtido pela expressão (6.9);

$V_{Rd,max}$  valor de cálculo do esforço transversal resistente máximo, de acordo com as expressões (6.9) ou (6.14). Em secções cheias, a largura total da alma poderá ser considerada na determinação de  $V_{Rd,max}$ .

(5) Para secções cheias, aproximadamente rectangulares, só é necessária uma armadura mínima (ver 9.2.1.1) desde que a seguinte condição seja satisfeita:

$$T_{Ed} / T_{Rd,c} + V_{Ed} / V_{Rd,c} \leq 1,0 \quad (6.31)$$

em que:

$T_{Rd,c}$  momento torsor de fendilhação, que poderá ser determinado pondo  $\tau_{t,i} = f_{ctd}$ ;

$V_{Rd,c}$  obtido pela expressão (6.2).

### **6.3.3 Torção com empenamento**

(1) A torção com empenamento poderá, geralmente, ser ignorada para secções fechadas de paredes finas e secções cheias.

(2) Em elementos abertos de paredes finas, poderá ser necessário considerar a torção com empenamento. Para secções muito esbeltas, o cálculo deverá ser efectuado com base num modelo de grelha e, para outros casos, com base num modelo de treliça. Em todos os casos, o cálculo deverá ser efectuado de acordo com as regras de cálculo relativas à flexão composta e ao esforço transversal.

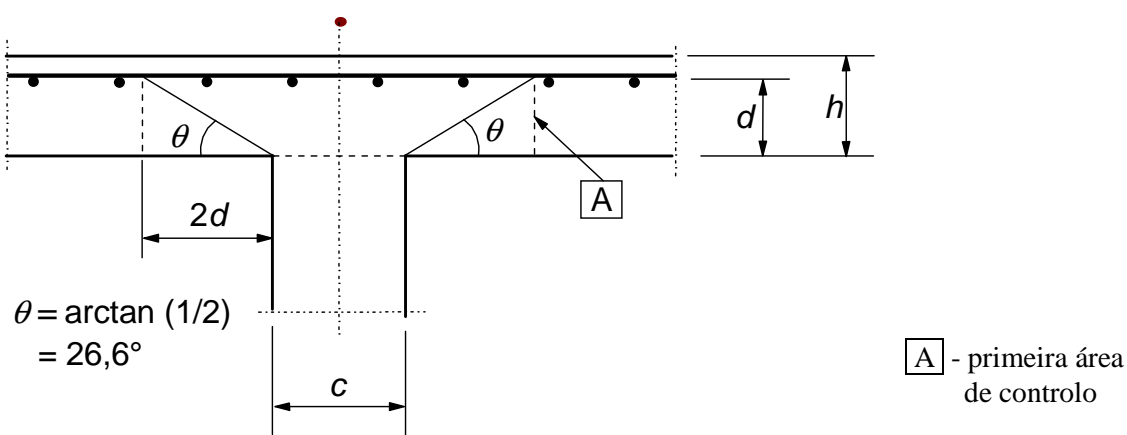
## **6.4 Punçoamento**

### **6.4.1 Generalidades**

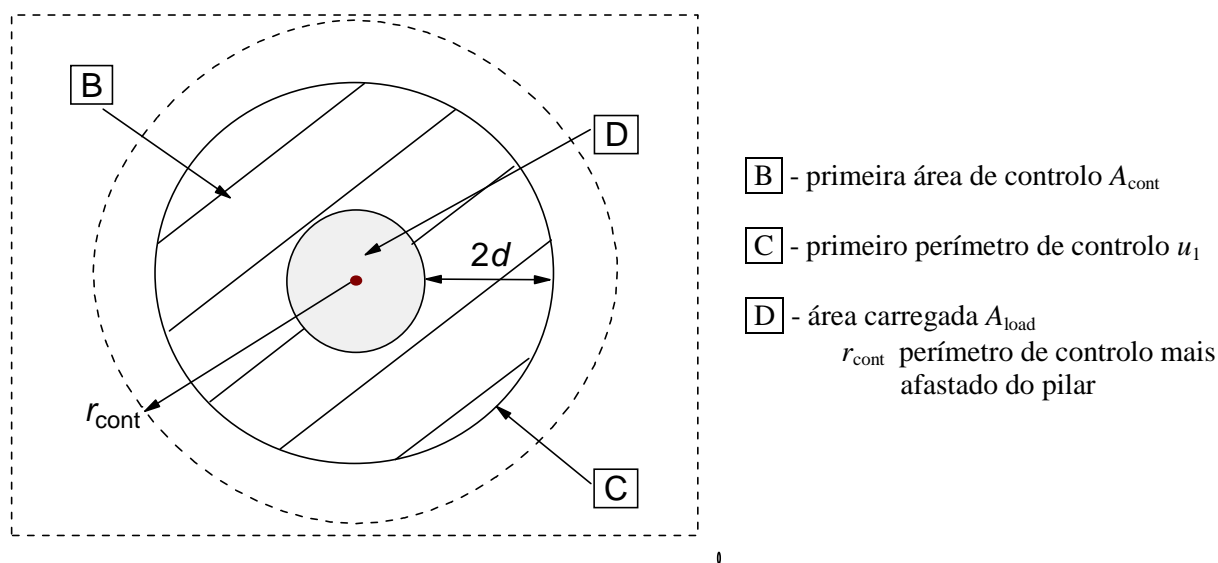
(1)P As regras indicadas nesta secção complementam as da secção 6.2 e abrangem o punçoamento de lajes maciças, de lajes aligeiradas com zonas maciças sobre pilares, e de fundações.

(2)P O punçoamento pode resultar de uma carga concentrada ou de uma reacção aplicada a uma área relativamente pequena, designada por área carregada,  $A_{load}$ , de uma laje ou de uma fundação.

(3) Na Figura 6.12 apresenta-se um modelo apropriado à verificação do punçoamento no estado limite último.



a) Corte



b) Planta

Figura 6.12 – Modelo para a verificação do punçoamento no estado limite último

(4) A resistência ao punçoamento deverá ser verificada na face do pilar e no primeiro perímetro de controle  $u_1$ . Se for necessária armadura de punçoamento, deverá determinar-se um outro contorno,  $u_{out,ef}$ , a partir do qual já não seja necessária armadura de punçoamento.

(5) As regras indicadas em 6.4 são formuladas, principalmente, para o caso de cargas uniformemente distribuídas. Em casos especiais, como, por exemplo, sapatas, a carga no interior do perímetro de controle contribui para a resistência do sistema estrutural e poderá ser deduzida na determinação do valor de cálculo da tensão de punçoamento.

#### 6.4.2 Distribuição das acções e primeiro perímetro de controlo

(1) Em geral, poderá considerar-se que o primeiro perímetro de controlo,  $u_1$ , é definido a uma distância  $2,0d$  da área carregada, e o seu traçado deverá corresponder a um comprimento que seja o mínimo (ver a Figura 6.13).

Admite-se que a altura útil da laje é constante e poderá, geralmente, ser considerada igual a:

$$d_{\text{eff}} = \frac{(d_y + d_z)}{2} \quad (6.32)$$

em que  $d_y$  e  $d_z$  são as alturas úteis da armadura em duas direcções ortogonais.

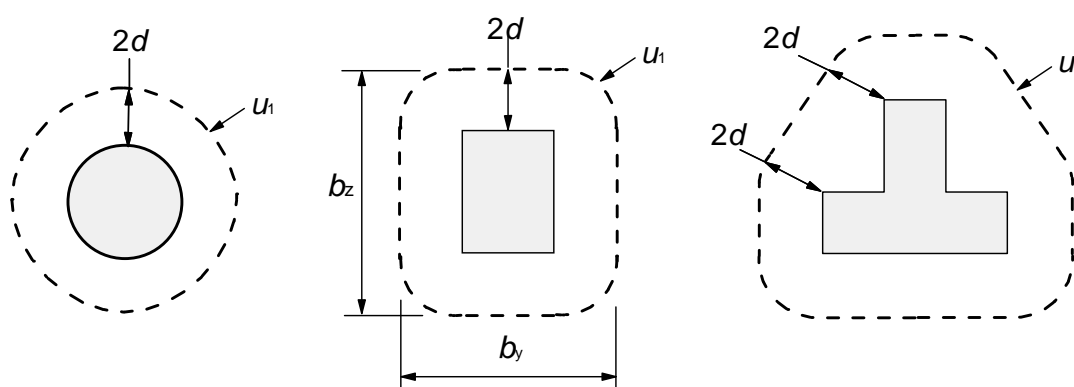
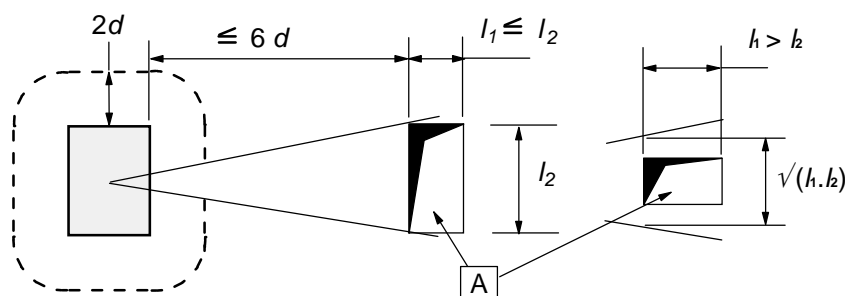


Figura 6.13 – Primeiros perímetros de controlo típicos em torno de áreas carregadas

(2) Nos casos em que a força concentrada seja equilibrada por uma pressão elevada (por exemplo, pressão do terreno numa fundação) ou pelos efeitos de uma acção ou de uma reacção a uma distância inferior ou igual a  $2d$  do contorno da área carregada, deverão ser considerados perímetros de controlo a uma distância inferior a  $2d$ .

(3) Para áreas carregadas junto de aberturas, se a menor distância entre o contorno da área carregada e o bordo da abertura não for superior a  $6d$ , não deverá ser considerada a parte do perímetro de controlo compreendida entre as duas tangentes à abertura traçadas desde o centro da área carregada (ver a Figura 6.14).



[A] - abertura

Figura 6.14 – Perímetro de controlo junto de uma abertura

(4) Para uma área carregada localizada junto a um bordo livre ou a um canto, o perímetro de controlo deverá ser considerado conforme representado na Figura 6.15, desde que o seu perímetro (excluindo os bordos livres) seja inferior ao obtido a partir de (1) e (2).

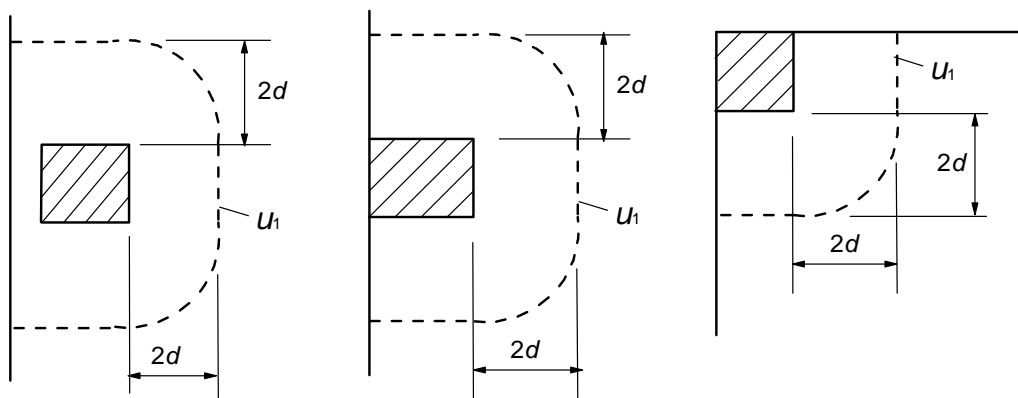


Figura 6.15 – Primeiros perímetros de controlo para áreas carregadas junto a um bordo livre ou a um canto

(5) Para áreas carregadas localizadas junto a um bordo livre ou a um canto, isto é, a uma distância inferior a  $d$ , deverá sempre adoptar-se uma armadura especial de bordo, ver 9.3.1.4.

(6) A secção de controlo é a que tem como traço o perímetro de controlo e se desenvolve ao longo da altura útil  $d$ . Para lajes de espessura constante, a secção de controlo é perpendicular ao plano médio da laje. Para lajes ou sapatas de espessura variável que não sejam fundações em degrau, poderá considerar-se que a altura útil é a altura no perímetro da área carregada, como representado na Figura 6.16.

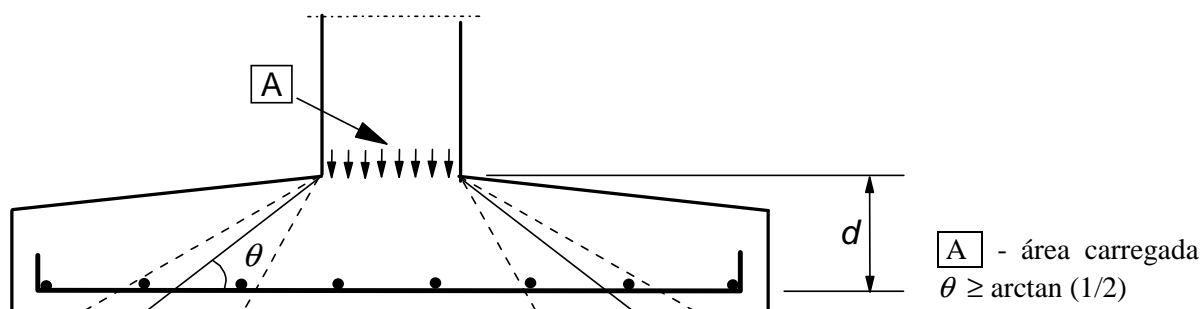


Figura 6.16 – Altura da secção de controlo no caso de uma sapata de altura variável

(7) Outros contornos,  $u_i$ , no interior e no exterior da área de controlo de referência, deverão ter a mesma forma do primeiro perímetro de controlo.

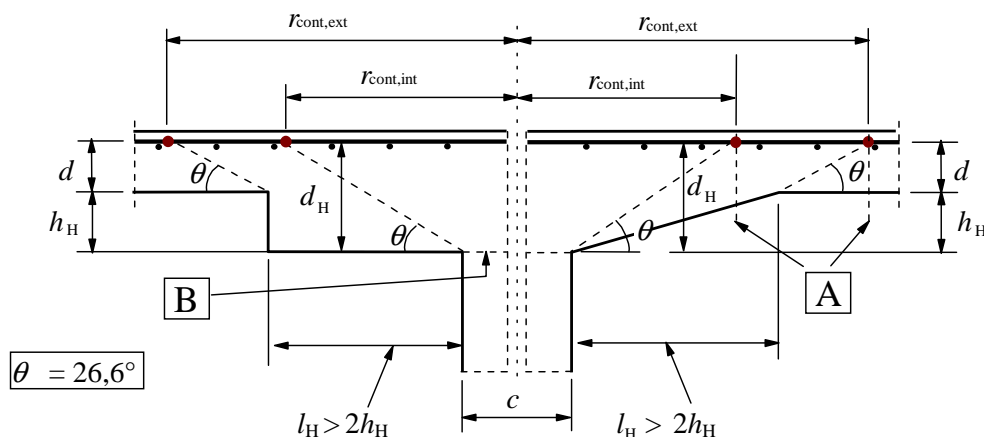


$$r_{\text{cont}} = 2d + l_{\text{H}} + 0.5c \quad (6.33)$$

$c$  diâmetro do pilar circular.


$$r_{\text{cont}} = 2d + 0,56 \sqrt{l_1 l_2} \quad (6.34)$$
$$r_{\text{cont}} = 2d + 0,69 l_1 \quad (6.35)$$
$$r_{\text{cont.ext}} = l_{\text{H}} + 2d + 0,5c \quad (6.36)$$

$$r_{\text{cont.int}} = 2(d + h_{\text{H}}) + 0,5c \quad (6.37)$$



**A** - secções de controlo de referência para pilares circulares

**B** - área carregada  $A_{load}$

Figura 6.18 – Laje sobre capitel com  $l_H > 2(d + h_H)$

### 6.4.3 Verificação da resistência ao punçoamento

(1)P O método de cálculo baseia-se em verificações efectuadas na face do pilar e no primeiro perímetro de controlo  $u_1$ . Se for necessária armadura de punçoamento, deverá determinar-se um outro contorno  $u_{out,ef}$  (ver a Figura 6.22) a partir do qual a armadura de punçoamento já não seja necessária. Definem-se os seguintes valores de cálculo da tensão de punçoamento (MPa) ao longo das secções de controlo:

- $v_{Rd,c}$  valor de cálculo da resistência ao punçoamento de uma laje sem armadura de punçoamento, ao longo da secção de controlo considerada;
- $v_{Rd,cs}$  valor de cálculo da resistência ao punçoamento de uma laje com armadura de punçoamento, ao longo da secção de controlo considerada;
- $v_{Rd,max}$  valor de cálculo da resistência máxima ao punçoamento, ao longo da secção de controlo considerada.

(2) Deverão efectuar-se as seguintes verificações:

(a) No perímetro do pilar, ou no perímetro da área carregada, não deverá ser excedido o valor máximo da tensão de punçoamento:

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,max}$$

(b) Não é necessária armadura de punçoamento se:

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,c}$$

(c) No caso de  $v_{Ed}$  exceder o valor  $v_{Rd,c}$  para a secção de controlo considerada, deverá adoptar-se uma armadura de punçoamento de acordo com 6.4.5.

(3) No caso da reacção de apoio ser excêntrica em relação ao perímetro de controlo, a tensão de punçoamento máxima deverá ser igual a:

$$v_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_1 d} \quad (6.38)$$

em que:

$d$  altura útil média da laje, que poderá ser considerada igual a  $(d_y + d_z)/2$  em que:

$d_y, d_z$  alturas úteis da secção de controlo nas direcções  $y$  e  $z$ ;

$u_i$  perímetro do primeiro perímetro de controlo considerado;

$\beta$  obtido por:

$$\beta = 1 + k \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_1}{W_1} \quad (6.39)$$

em que:

$u_1$  perímetro do primeiro perímetro de controlo;

$k$  coeficiente dependente da relação entre as dimensões do pilar  $c_1$  e  $c_2$ ; o seu valor é função da proporção do momento não equilibrado transmitido por forças de corte não uniformes e por flexão e torção (ver o Quadro 6.1);

$W_1$  corresponde a uma distribuição de tensões tangenciais, como representado na Figura 6.19, e é função do perímetro do primeiro perímetro de controlo  $u_1$ :

$$W_1 = \int_0^{u_1} |e| dl \quad (6.40)$$

$dl$  comprimento elementar do contorno;

$e$  distância de  $dl$  ao eixo em torno do qual actua o momento  $M_{Ed}$ .

Quadro 6.1 – Valores de  $k$  para áreas carregadas rectangulares

$c_1/c_2$	$\leq 0,5$	1,0	2,0	$\geq 3,0$
$k$	0,45	0,60	0,70	0,80

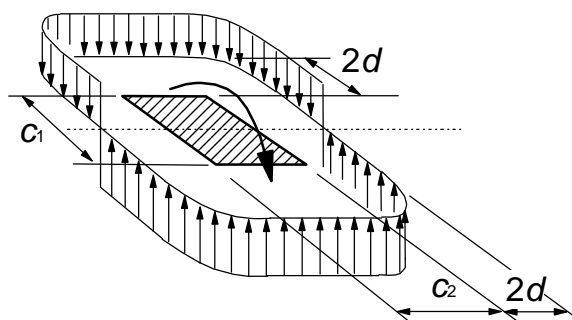


Figura 6.19 – Distribuição de tensões tangenciais devidas a um momento não equilibrado na ligação entre uma laje e um pilar interior

No caso de um pilar rectangular:

$$W_1 = \frac{c_1^2}{2} + c_1 c_2 + 4c_2 d + 16d^2 + 2\pi d c_1 \quad (6.41)$$

em que:

$c_1$  dimensão do pilar na paralela à excentricidade da carga;

$c_2$  dimensão do pilar na perpendicular à excentricidade da carga.

No caso de pilares circulares interiores,  $\beta$  é obtido por:

$$\beta = 1 + 0,6\pi \frac{e}{D + 4d} \quad (6.42)$$

em que:

$D$  diâmetro do pilar circular;

$e$  excentricidade da carga aplicada  $e = M_{Ed}/V_{Ed}$ .

No caso de um pilar rectangular interior em que a carga é excêntrica em relação aos dois eixos, poderá utilizar-se a seguinte expressão aproximada para  $\beta$ :

$$\beta = 1 + 1,8 \sqrt{\left(\frac{e_y}{b_z}\right)^2 + \left(\frac{e_z}{b_y}\right)^2} \quad (6.43)$$

em que:

$e_y$  e  $e_z$  excentricidades  $M_{Ed}/V_{Ed}$  segundo os eixos  $y$  e  $z$ , respectivamente;

$b_y$  e  $b_z$  dimensões do perímetro de controlo (ver a Figura 6.13).

**NOTA:**  $e_y$  corresponde ao momento em torno do eixo  $z$  e  $e_z$  ao de um momento em torno do eixo  $y$ .

(4) No caso de ligações de pilares de bordo, em que a excentricidade na direcção perpendicular ao bordo da laje (resultante de um momento em torno de um eixo paralelo ao bordo da laje) é dirigida para o interior e não há excentricidade na direcção paralela ao bordo, poderá considerar-se o esforço de punçoamento uniformemente distribuído ao longo do perímetro de controlo,  $u_{1*}$ , como representado na Figura 6.20(a).

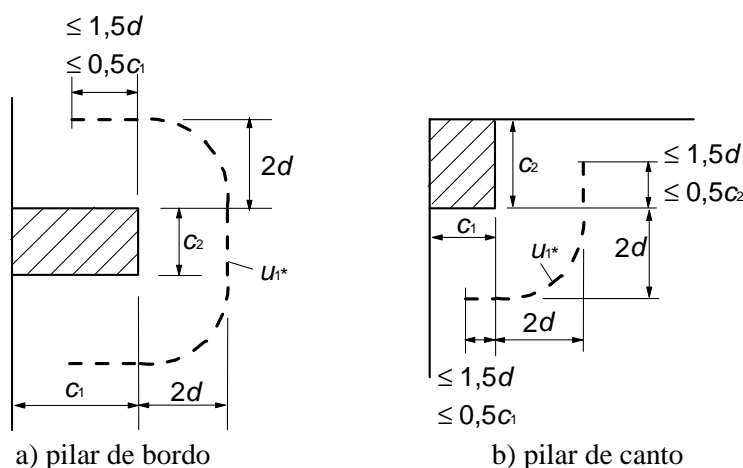


Figura 6.20 – Perímetro do primeiro perímetro de controlo reduzido  $u_{1*}$

Quando existe excentricidade nas duas direcções ortogonais,  $\beta$  poderá ser determinado pela seguinte expressão:

$$\beta = \frac{u_1}{u_{1*}} + k \frac{u_1}{W_1} e_{\text{par}} \quad (6.44)$$

em que:

- $u_1$  perímetro do primeiro perímetro de controlo (ver a Figura 6.15);
- $u_{1*}$  perímetro do primeiro perímetro de controlo reduzido (ver a Figura 6.20(a));
- $e_{\text{par}}$  excentricidade na direcção paralela ao bordo da laje resultante de um momento em torno de um eixo perpendicular ao bordo da laje;
- $k$  poderá ser determinado pelo Quadro 6.1 com a relação  $c_1/c_2$  substituída por  $c_1/2c_2$ ;
- $W_1$  calculado para o perímetro do primeiro perímetro de controlo  $u_1$  (ver a Figura 6.13).

No caso de um pilar rectangular como representado na Figura 6.20(a):

$$W_1 = \frac{c_2^2}{4} + c_1 c_2 + 4c_1 d + 8d^2 + \pi d c_2 \quad (6.45)$$

No caso de a excentricidade na direcção perpendicular ao bordo da laje não ser dirigida para o interior, aplica-se a expressão (6.39). No cálculo de  $W_1$ , a distância  $e$  deverá ser medida a partir do centro de gravidade do perímetro de controlo.

(5) No caso de ligações de pilares de canto, em que a excentricidade é dirigida para o interior da laje, admite-se que o esforço de punçoamento é uniformemente distribuído ao longo do perímetro de controlo reduzido,  $u_{1*}$ , como definido na Figura 6.20(b). O valor de  $\beta$  poderá então ser considerado igual a:

$$\beta = \frac{u_1}{u_{1*}} \quad (6.46)$$

No caso de a excentricidade ser dirigida para o exterior, aplica-se a expressão (6.39).

(6) No caso de estruturas em que a estabilidade lateral não depende do funcionamento de pórticos formados por lajes e pilares, em que os vãos dos tramos adjacentes não diferem mais de 25 %, poderão utilizar-se valores aproximados de  $\beta$ .

**NOTA:** Os valores de  $\beta$  a utilizar num determinado país poderão ser indicados no respectivo Anexo Nacional. Na Figura 6.21N são indicados valores recomendados.

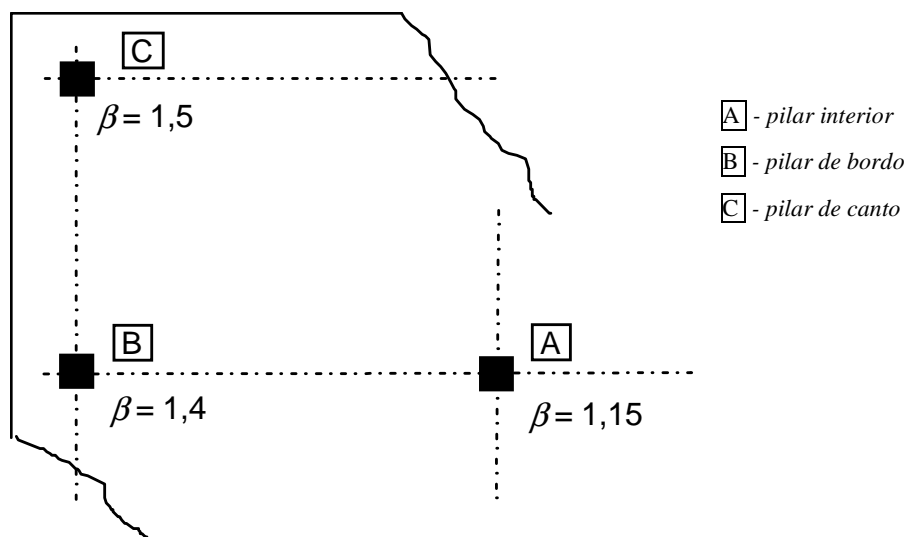


Figura 6.21N – Valores recomendados para  $\beta$

(7) Quando uma carga concentrada é aplicada junto a um pilar de apoio de uma laje fungiforme, não é válida e não deverá ser considerada a redução do punçoamento definida em 6.2.2(6) e 6.2.3(8), conforme o caso.

(8) O esforço de punçoamento,  $V_{Ed}$ , numa laje de fundação poderá ser reduzido devido à acção favorável da pressão do terreno.

(9) A componente vertical,  $V_{pd}$ , resultante de armaduras de pré-esforço inclinadas que atravessam a secção de controlo, poderá ser tida em conta como acção favorável, sempre que justificável.

#### 6.4.4 Resistência ao punçoamento de lajes e de sapatas de pilares sem armaduras de punçoamento

(1) A resistência ao punçoamento de uma laje deverá ser avaliada de acordo com 6.4.2 na secção de controlo de referência. O valor de cálculo da resistência ao punçoamento [MPa] é obtido por:

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \geq (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) \quad (6.47)$$

em que:

$f_{ck}$  em MPa

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad d \text{ em mm}$$

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} \cdot \rho_{lz}} \leq 0,02$$

$\rho_{ly}, \rho_{lz}$  referem-se às armaduras de tracção aderentes nas direcções y e z, respectivamente. Os valores  $\rho_{ly}$  e  $\rho_{lz}$  deverão ser calculados como valores médios numa largura de laje igual à largura do pilar acrescida de  $3d$  para cada lado;

$$\sigma_{cp} = (\sigma_{cy} + \sigma_{cz})/2$$

em que:

$\sigma_{cy}, \sigma_{cz}$  tensões normais no betão na secção crítica nas direcções  $y$  e  $z$  (MPa, positivas se de compressão):

$$\sigma_{c,y} = \frac{N_{Ed,y}}{A_{cy}} \text{ e } \sigma_{c,z} = \frac{N_{Ed,z}}{A_{cz}}$$

$N_{Edy}, N_{Edz}$  esforços normais nas faixas de laje sobre pilares interiores e esforço normal na secção de controlo para pilares de bordo. O esforço poderá ser resultante de uma acção exterior ou do pré-esforço;

$A_c$  área de betão associada ao esforço  $N_{Ed}$  considerado.

**NOTA:** Os valores de  $C_{Rd,c}$ ,  $v_{min}$  e  $k_1$  a utilizar num determinado país poderão ser indicados no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado de  $C_{Rd,c}$  é  $0,18/\gamma_c$ , o de  $v_{min}$  é obtido pela expressão (6.3N) e o de  $k_1$  é  $0,1$ .

(2) A resistência ao punçoamento de sapatas de pilares deverá ser verificada nos perímetros de controlo localizados a uma distância não superior a  $2d$  da periferia do pilar.

No caso de acções concêntricas, a força útil actuante é:

$$V_{Ed,red} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed} \quad (6.48)$$

em que:

$V_{Ed}$  punçoamento actuante;

$\Delta V_{Ed}$  reacção vertical útil no interior do perímetro de controlo considerado, ou seja, a reacção do terreno deduzida do peso próprio da sapata.

$$v_{Ed} = V_{Ed,red}/ud \quad (6.49)$$

$$v_{Rd} = C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} 2d / a \geq v_{min} 2d / a \quad (6.50)$$

em que:

$a$  distância da periferia do pilar ao perímetro de controlo considerado;

$C_{Rd,c}$  definido em 6.4.4(1);

$v_{min}$  definido em 6.4.4(1);

$k$  definido em 6.4.4(1).

No caso de acções excêntricas:

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed,red}}{ud} \left[ 1 + k \frac{M_{Ed} u}{V_{Ed,red} W} \right] \quad (6.51)$$

em que  $k$  é definido por 6.4.3(3) ou por 6.4.3(4), conforme o caso, e  $W$  é similar a  $W_1$  mas relativo ao contorno  $u$ .

#### 6.4.5 Resistência ao punçoamento de lajes e sapatas de pilares com armaduras de punçoamento

(1) No caso em que seja necessária armadura de punçoamento, esta deverá ser calculada de acordo com a expressão (6.52):

$$v_{Rd,cs} = 0,75 v_{Rd,c} + 1,5 (d/s_f) A_{sw} f_{ywd,ef} (1/(u_1 d)) \sin \alpha \quad (6.52)$$

em que:

- $A_{sw}$  área de um perímetro de armaduras de punçoamento em torno do pilar [ $\text{mm}^2$ ];  
 $s_r$  espaçamento radial dos perímetros de armaduras de punçoamento [mm];  
 $f_{ywd,ef}$  valor de cálculo da tensão efectiva de cedência das armaduras de punçoamento, obtida por  $f_{ywd,ef} = 250 + 0,25 d \leq f_{ywd}$  [MPa];  
 $d$  média das alturas úteis nas direcções ortogonais [mm];  
 $\alpha$  ângulo entre as armaduras de punçoamento e o plano da laje.

No caso de se adoptar apenas um único perímetro de varões inclinados, poderá atribuir-se na expressão (6.52) o valor 0,67 à relação  $d/s_r$ .

(2) As disposições construtivas para as armaduras de punçoamento são indicadas em 9.4.3.

(3) Na vizinhança do pilar, a resistência ao punçoamento é limitada a um máximo de:

$$v_{Ed} = \frac{\beta v_{Ed}}{u_0 d} \leq v_{Rd,max} \quad (6.53)$$

em que:

- $u_0$  para um pilar interior  $u_0 = \text{perímetro de controlo do pilar [mm]}$   
para um pilar de bordo  $u_0 = c_2 + 3d \leq c_2 + 2c_1$  [mm]  
para um pilar de canto  $u_0 = 3d \leq c_1 + c_2$  [mm]  
 $c_1, c_2$  dimensões do pilar representadas na Figura 6.20;  
 $v$  ver a expressão (6.6);  
 $\beta$  ver 6.4.3(3), (4) e (5).

**NOTA:** O valor de  $v_{Rd,max}$  a utilizar num determinado país poderá ser indicado no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado é  $0,5 v_{fd}$ .

(4) O perímetro de controlo para o qual não é necessária armadura de punçoamento,  $u_{out}$  (ou  $u_{out,ef}$ , ver a Figura 6.22) deverá ser calculado pela expressão (6.54):

$$u_{out,ef} = \beta v_{Ed} / (v_{Rd,c} d) \quad (6.54)$$

O perímetro exterior da armadura de punçoamento deverá ser colocado a uma distância não superior a  $kd$  no interior de  $u_{out}$  (ou  $u_{out,ef}$ , ver a Figura 6.22).



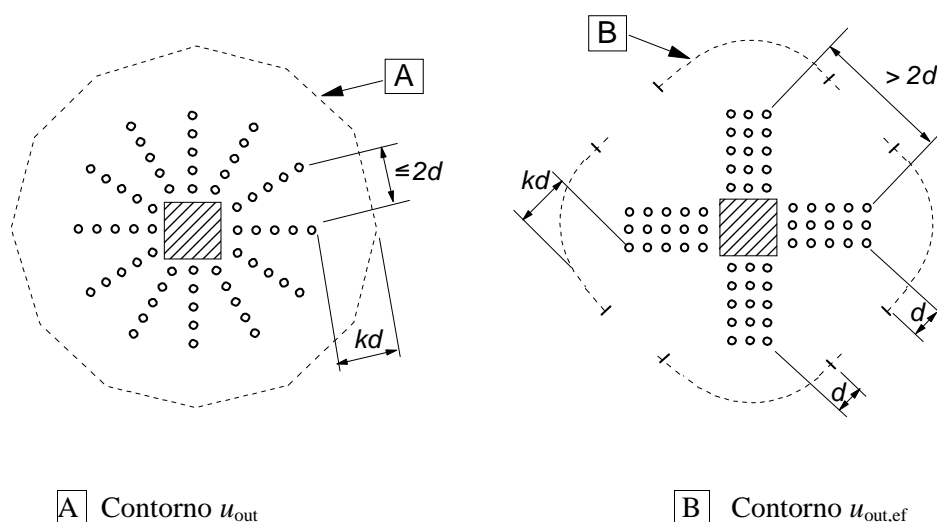


Figura 6.22 –Perímetros de controlo para pilares interiores

**NOTA:** O valor de  $k$  a utilizar num determinado país poderá ser indicado no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado é 1,5.

(5) Quando se utilizam como armaduras de punçoamento produtos de marca registada,  $V_{Rd,cs}$  deverá ser determinado por ensaios em conformidade com a Aprovação Técnica Europeia aplicável. Ver também 9.4.3.

## 6.5 Projecto com modelos de escoras e tirantes

### 6.5.1 Generalidades

(1)P Quando existe uma distribuição não linear de extensões (por exemplo, apoios, na vizinhança de cargas concentradas ou tensões planas), poderão utilizar-se modelos de escoras e tirantes (ver também 5.6.4).

### 6.5.2 Escoras

(1) O valor de cálculo da resistência de uma escora de betão numa região com tensões de compressão transversal ou sem tensões transversais poderá ser calculado com base na expressão (6.55) (ver a Figura 6.23).

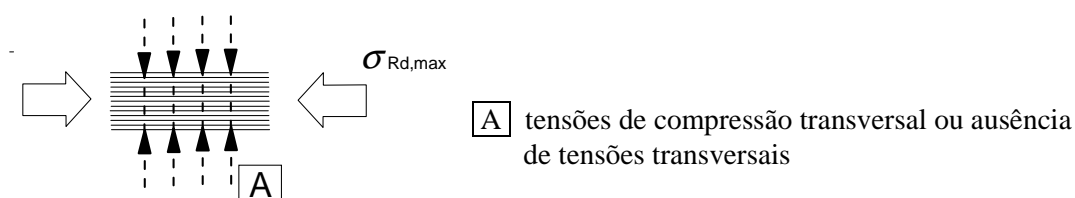


Figura 6.23 – Valor de cálculo da resistência das escoras de betão na ausência de tracções transversais

$$\sigma_{Rd,max} = f_{cd} \quad (6.55)$$

Poderá ser adequado admitir-se um maior valor de cálculo da resistência em regiões em compressão multi-axial.

(2) O valor de cálculo da resistência das escoras de betão deverá ser reduzido em zonas comprimidas fendilhadas, o qual, a não ser que se utilize um método mais rigoroso, poderá ser calculado com base na expressão (6.56) (ver a Figura 6.24).

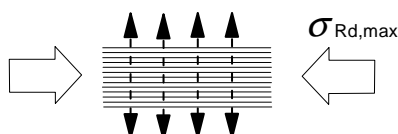


Figura 6.24 – Valor de cálculo da resistência das escoras de betão sujeitas a tracção transversal

$$\sigma_{Rd,max} = 0,6 \nu' f_{cd} \quad (6.56)$$

**NOTA:** O valor de  $\nu'$  a utilizar num determinado país poderá ser indicado no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado é obtido pela expressão (6.57N):

$$\nu' = 1 - f_{ck}/250 \quad (6.57N)$$

(3) No caso de escoras em zonas de transmissão directa de forças, como consolas curtas ou vigas-paredes de pequeno vão, são indicados métodos de cálculo alternativos em 6.2.2 e 6.2.3.

### 6.5.3 Tirantes

(1) O valor de cálculo da resistência dos tirantes transversais e das armaduras deverá ser limitado de acordo com 3.2 e 3.3.

(2) As armaduras deverão ser devidamente amarradas nos nós.

(3) A armadura necessária para resistir às forças nos nós de concentração de esforços poderá ser distribuída ao longo de um determinado comprimento (ver a Figura 6.25 a) e b)). Quando a armadura na zona dos nós se desenvolve numa extensão considerável de um elemento, deverá ser distribuída na zona em que as isostáticas de compressão são curvas (tirantes e escoras). A força de tracção  $T$  poderá ser obtida pelas expressões:

a) no caso de regiões de descontinuidade parcial  $\left(b \leq \frac{H}{2}\right)$ , ver a Figura 6.25 a):

$$T = \frac{1}{4} \frac{b-a}{b} F \quad (6.58)$$

b) no caso de regiões de descontinuidade total  $\left(b > \frac{H}{2}\right)$ , ver a Figura 6.25 b):

$$T = \frac{1}{4} \left(1 - 0,7 \frac{a}{h}\right) F \quad (6.59)$$

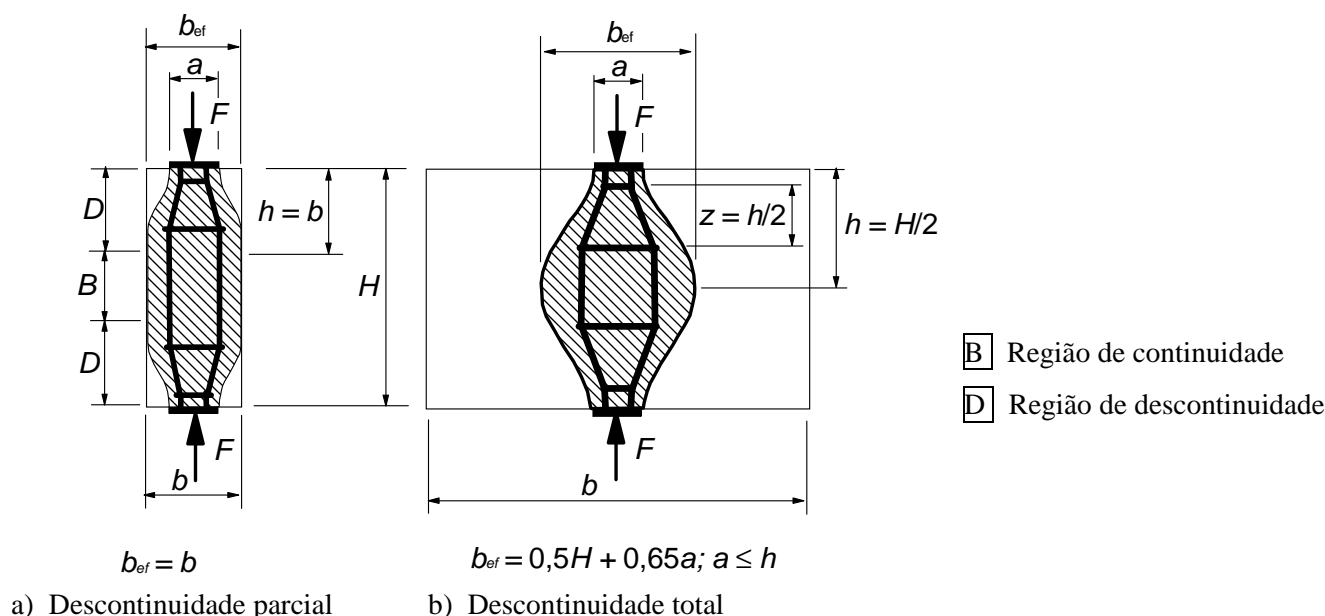


Figura 6.25 – Parâmetros para a determinação das forças de tracção transversais num campo de tensões de compressão com armaduras distribuídas

#### 6.5.4 Nós

- (1)P As regras relativas aos nós aplicam-se também às regiões em que forças concentradas são transmitidas a um elemento mas que não são calculadas pelo método das escoras e tirantes.
- (2)P As forças que actuam nos nós devem estar em equilíbrio. Devem ser considerados os esforços transversais de tracção perpendiculares ao plano do nó.
- (3) O cálculo e as disposições construtivas dos nós com concentração de esforços são críticos na determinação da sua capacidade resistente. Poderão criar-se nós com concentração de esforços, por exemplo, nas zonas de aplicação de cargas, nos apoios, nas zonas de amarração com concentração de armaduras para betão armado ou de armaduras de pré-esforço, nas partes curvas de varões e nas ligações e nos cantos de elementos.
- (4) Os valores de cálculo das tensões de compressão no interior dos nós poderão ser determinados do seguinte modo:

- a) em nós comprimidos, no caso em que não há tirantes amarrados no nó (ver a Figura 6.26):

$$\sigma_{Rd,max} = k_1 \nu' f_{cd} \quad (6.60)$$

**NOTA:** O valor de  $k_1$  a utilizar num determinado país poderá ser indicado no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado é 1,0.

em que  $\sigma_{Rd,max}$  é a tensão máxima que pode ser aplicada nas faces do nó. Ver 6.5.2(2) para a definição de  $\nu'$ .

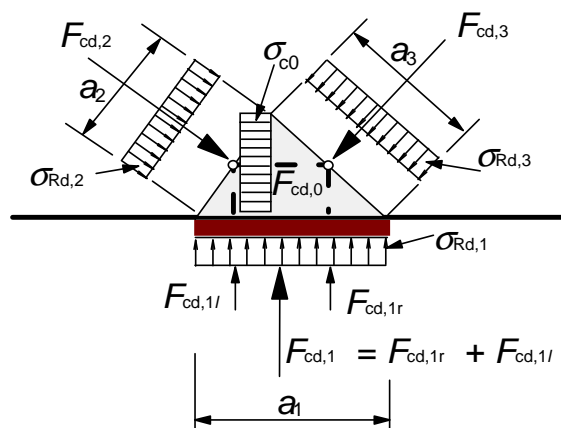


Figura 6.26 – Nó comprimido sem tirantes

b) em nós sujeitos a compressão e tracção, com tirantes amarrados numa direcção (ver a Figura 6.27):

$$\sigma_{Rd,max} = k_2 \nu' f_{cd} \quad (6.61)$$

em que  $\sigma_{Rd,max}$  é o maior dos valores de  $\sigma_{Rd,1}$  e  $\sigma_{Rd,2}$ . Ver 6.5.2(2) para a definição de  $\nu'$ .

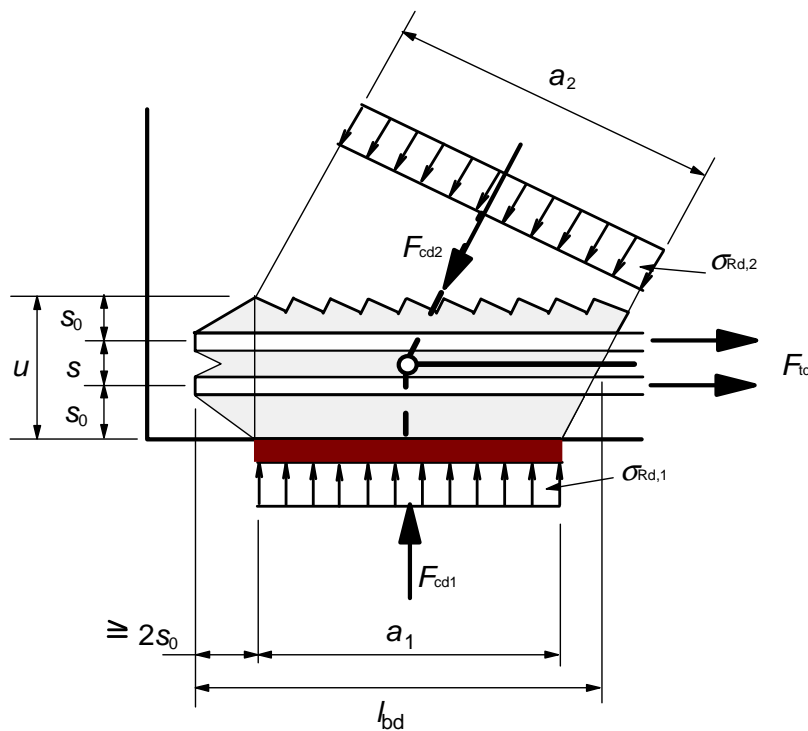


Figura 6.27 – Nó sujeito a compressão e a tracção com armaduras numa direcção

**NOTA:** O valor de  $k_2$  a utilizar num determinado país poderá ser indicado no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado é 0,85.

- c) em nós sujeitos a compressão e a tracção com tirantes amarrados em mais de uma direcção (ver a Figura 6.28):

$$\sigma_{Rd,max} = k_3 \nu f_{cd} \quad (6.62)$$

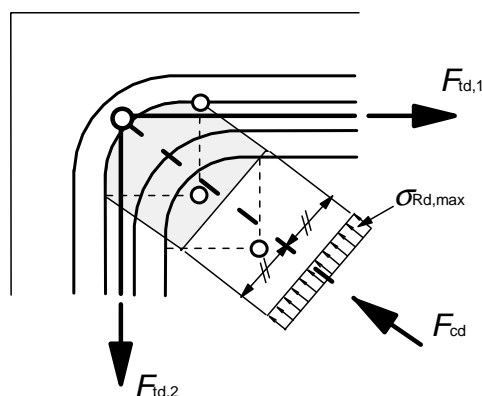


Figura 6.28 – Nó sujeito a compressão e a tracção com armaduras em duas direcções

**NOTA:** O valor de  $k_3$  a utilizar num determinado país poderá ser indicado no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado é 0,75.

(5) Os valores de cálculo da tensão de compressão, indicados em 6.5.4(4), poderão ser aumentados até 10 % no caso em que pelo menos uma das seguintes condições se aplique:

- é assegurada uma compressão triaxial;
- todos os ângulos entre escoras e tirantes são  $\geq 55^\circ$ ;
- as tensões nos apoios ou devidas a forças concentradas são uniformes e o nó é cintado por armaduras transversais;
- a armadura está disposta em várias camadas;
- o nó está confinado de forma fiável por uma disposição particular de apoio ou por atrito.

(6) Os nós em compressão triaxial poderão ser verificados através das expressões (3.24) e (3.25) com um limite superior  $\sigma_{Rd,max} \leq k_4 \nu f_{cd}$  se a distribuição das acções for conhecida para as três direcções das escoras.

**NOTA:** O valor de  $k_4$  a utilizar num determinado país poderá ser indicado no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado é 3,0.

(7) A amarração da armadura em nós sujeitos a compressão e a tracção começa à entrada do nó, por exemplo, na face interior de um apoio (ver a Figura 6.27). O comprimento de amarração deverá prolongar-se ao longo de toda a extensão do nó. Em certos casos, a armadura poderá também ser amarrada para lá do nó. Para a amarração e a dobragem das armaduras, ver 8.4 a 8.6.

(8) Os nós comprimidos na junção de três escoras complanares poderão ser verificados de acordo com a Figura 6.26. Os valores máximos das tensões principais médias nos nós ( $\sigma_{c0}$ ,  $\sigma_{c1}$ ,  $\sigma_{c2}$ ,  $\sigma_{c3}$ ) deverão ser verificados de acordo com 6.5.4(4)a). Geralmente, poderá admitir-se:

$$F_{cd,1}/a_1 = F_{cd,2}/a_2 = F_{cd,3}/a_3, \text{ resultando } \sigma_{cd,1} = \sigma_{cd,2} = \sigma_{cd,3} = \sigma_{cd,0}.$$

(9) Os nós correspondentes às partes curvas das armaduras poderão ser analisados de acordo com a Figura 6.28. As tensões médias nas escoras deverão ser verificadas de acordo com 6.5.4(5). O diâmetro do mandril deverá ser verificado de acordo com 8.3.

## **6.6 Ancoragens e sobreposições**

(1)P O valor de cálculo da tensão de aderência é limitado a um valor que depende das características da superfície da armadura, da resistência à tracção do betão e da cintagem do betão envolvente. Este depende do recobrimento, das armaduras transversais e da pressão transversal.

(2) O comprimento necessário para instalar a força de tracção necessária a uma ancoragem ou a uma sobreposição é calculado com base numa tensão de aderência constante.

(3) As regras de aplicação relativas ao dimensionamento e às disposições construtivas de ancoragens e de sobreposições são indicadas nas secções 8.4 a 8.8.

## **6.7 Áreas sujeitas a forças concentradas**

(1)P No caso de áreas sujeitas a forças concentradas, deve considerar-se o esmagamento localizado (ver a seguir) assim como as forças de tracção transversais (ver 6.5).

(2) No caso de uma distribuição uniforme das forças numa área  $A_{c0}$  (ver a Figura 6.29), o valor limite da força concentrada poderá ser determinado pela expressão:

$$F_{Rdu} = A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{A_{c1} / A_{c0}} \leq 3,0 \cdot f_{cd} \cdot A_{c0} \quad (6.63)$$

em que:

$A_{c0}$  área carregada;

$A_{c1}$  maior área de distribuição de cálculo homotética de  $A_{c0}$ .

(3) O valor de cálculo da área de distribuição  $A_{c1}$  necessária ao valor resistente da força concentrada  $F_{Rdu}$  deverá satisfazer as seguintes condições:

- a altura da difusão da força, na direcção desta, obtém-se das condições indicadas na Figura 6.29;
- o centro da área de distribuição de cálculo  $A_{c1}$  deverá estar na linha de acção que passa pelo centro da área carregada  $A_{c0}$ ;
- se na secção de betão actuar mais do que uma força de compressão, as áreas de distribuição de cálculo não se deverão sobrepor.

O valor de  $F_{Rdu}$  deverá ser reduzido se a força não estiver uniformemente distribuída na área  $A_{c0}$  ou se existirem esforços transversos elevados.

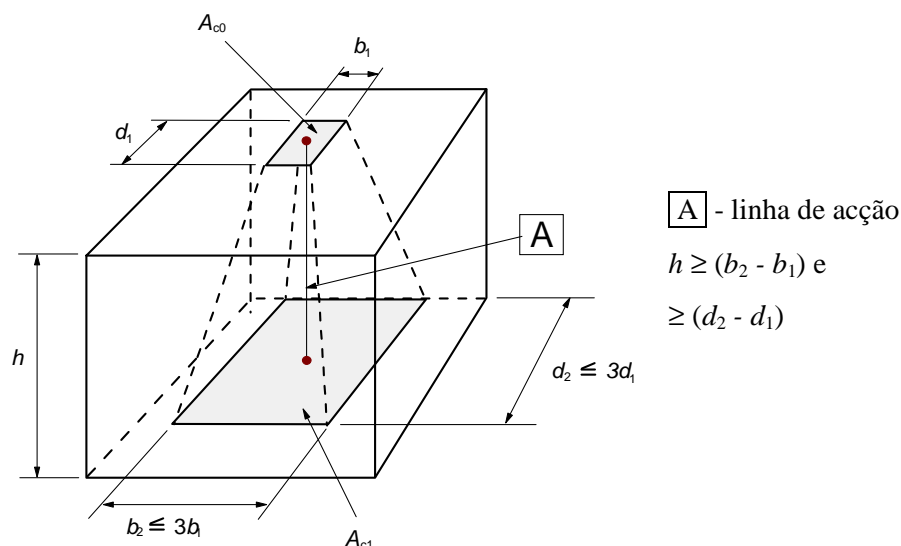


Figura 6.29 – Distribuição de cálculo para áreas sujeitas a forças concentradas

(4) Deverão adoptar-se armaduras para equilibrar os esforços de tracção transversal devidos ao efeito da acção.

## 6.8 Fadiga

### 6.8.1 Condições de verificação

(1)P A resistência das estruturas à fadiga deve ser verificada em casos especiais. Esta verificação deve ser efectuada separadamente para o betão e para o aço.

(2) A verificação à fadiga deverá ser efectuada para estruturas e elementos estruturais sujeitos a ciclos de carga regulares (por exemplo, caminhos de rolamento de gruas, pontes sujeitas a acções de tráfego elevadas).

### 6.8.2 Esforços e tensões para a verificação à fadiga

(1)P O cálculo das tensões deve basear-se na hipótese de secções fendilhadas, desprezando a resistência do betão à tracção mas satisfazendo a compatibilidade de extensões.

(2)P O efeito do diferente comportamento em relação à aderência do aço de pré-esforço e do aço para betão armado deve ser tomado em consideração, multiplicando por um coeficiente,  $\eta$ , a variação de tensões nas armaduras para betão armado, calculada admitindo uma aderência perfeita:

$$\eta = \frac{A_s + A_p}{A_s + A_p \sqrt{\xi(\phi_s / \phi_p)}} \quad (6.64)$$

em que:

$A_s$  área da secção das armaduras para betão armado;

$A_p$  área da secção da armadura ou das armaduras de pré-esforço;

$\phi_s$  maior diâmetro das armaduras para betão armado;

$\phi_p$  diâmetro nominal ou diâmetro equivalente das armaduras de pré-esforço;

$\phi_p = 1,6 \sqrt{A_p}$  para agrupamentos;

$\phi_p = 1,75 \phi_{\text{wire}}$  para cordões com 7 fios em que  $\phi_{\text{wire}}$  é o diâmetro do fio;

$\phi_p = 1,20 \phi_{\text{wire}}$  para cordões com 3 fios em que  $\phi_{\text{wire}}$  é o diâmetro do fio;

$\xi$  relação entre as resistências de aderência das armaduras de pré-esforço aderentes e das armaduras de alta aderência no betão. O valor está sujeito à Aprovação Técnica Europeia aplicável. Na falta desta aprovação, poderão utilizar-se os valores indicados no Quadro 6.2.

Quadro 6.2 – Relação  $\xi$  entre as resistências de aderência das armaduras de pré-esforço e das armaduras para betão armado

Armaduras de pré-esforço	$\xi$		
	pré-tensão	pós-tensão aderente	
		$\leq C50/60$	$\geq C70/85$
varões e fios lisos	Não aplicável	0,3	0,15
cordões	0,6	0,5	0,25
fios indentados	0,7	0,6	0,3
varões de alta aderência	0,8	0,7	0,35
<b>NOTA:</b> Valores intermédios entre C50/60 e C70/85 poderão ser interpolados.			

(3) No dimensionamento das armaduras de esforço transversal, a inclinação das escoras comprimidas,  $\theta_{\text{fat}}$ , poderá ser calculada com base num modelo de escoras e tirantes ou de acordo com a expressão (6.65):

$$\tan \theta_{\text{fat}} = \sqrt{\tan \theta} \leq 1,0 \quad (6.65)$$

em que:

$\theta$  ângulo formado pelas escoras comprimidas de betão com o eixo da viga, como considerado na verificação em relação ao estado limite último (ver 6.2.3).

### 6.8.3 Combinação de acções

(1)P Para o cálculo das variações de tensão, deve ser feita a distinção entre as acções não cíclicas e as acções cíclicas que provocam fadiga (um número de acções repetidas).

(2)P A combinação de base das acções não cíclicas é similar à definição da combinação frequente utilizada para o estado limite de utilização:

$$E_d = E\{G_{k,j}; P; \psi_{1,1} Q_{k,1}; \psi_{2,i} Q_{k,i}\} \quad j \geq 1; i > 1 \quad (6.66)$$

A combinação de acções entre chavetas { }, (designada por combinação de base), poderá ser expressa por:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} "+" P "+" \psi_{1,1} Q_{k,1} "+" \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (6.67)$$

**NOTA:**  $Q_{k,1}$  e  $Q_{k,i}$  são acções não permanentes não cíclicas.



(3)P A acção cíclica deve ser combinada com a combinação de base desfavorável:

$$E_d = E\{ \{G_{k,j}; P; \psi_{1,1} Q_{k,1}; \psi_{2,i} Q_{k,i}\}; Q_{fat} \} \quad j \geq 1; \quad i > 1 \quad (6.68)$$

A combinação de acções entre chavetas { } (designada por combinação de base mais acção cíclica) pode ser expressa por:

$$\left( \sum_{j \geq 1} G_{k,j} "+" P "+" \psi_{1,1} Q_{k,1} "+" \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \right) "+" Q_{fat} \quad (6.69)$$

em que:

$Q_{fat}$  acção de fadiga considerada (por exemplo, a acção do tráfego como definida na EN 1991 ou outra acção cíclica).

#### 6.8.4 Método de verificação para as armaduras para betão armado e para as armaduras de pré-esforço

(1) O dano correspondente a uma variação de tensão única,  $\Delta\sigma$ , poderá ser determinado utilizando as curvas S-N (ver a Figura 6.30) relativas às armaduras para betão armado e às de pré-esforço. A acção aplicada deverá ser multiplicada por  $\gamma_{F,fat}$ . A variação da tensão resistente para  $N^*$  ciclos,  $\Delta\sigma_{Rsk}$ , deverá ser dividida pelo coeficiente de segurança,  $\gamma_{S,fat}$ .

**NOTA 1:** Os valores de  $\gamma_{F,fat}$  a utilizar num determinado país poderão ser indicados no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado é 1,0.

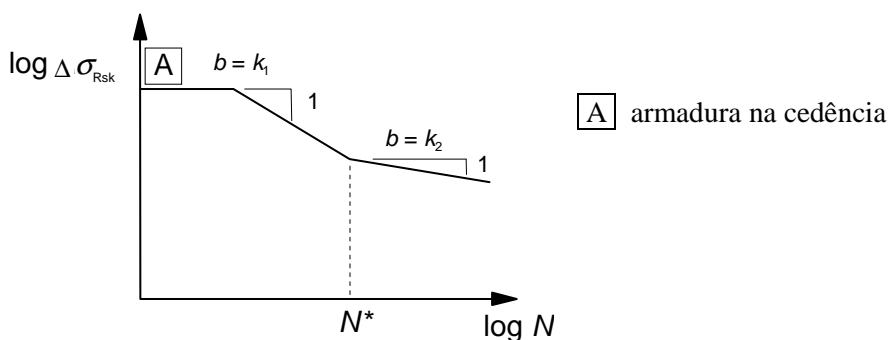


Figura 6.30 – Forma da curva característica da resistência à fadiga (curvas S-N para armaduras para betão armado e de pré-esforço)

**NOTA 2:** Os valores dos parâmetros das curvas S-N para as armaduras para betão armado e de pré-esforço a utilizar num determinado país poderão ser indicados no respectivo Anexo Nacional. Os valores recomendados encontram-se nos Quadros 6.3N e 6.4N que se aplicam às armaduras para betão armado e de pré-esforço, respectivamente.

Quadro 6.3N– Parâmetros das curvas S-N para armaduras para betão armado

Tipo de armadura	N*	expoente da tensão		$\Delta\sigma_{Rsk}$ (MPa) para N* ciclos
		$k_1$	$k_2$	
Varões rectos e dobrados <sup>1</sup>	$10^6$	5	9	162,5
Varões soldados e redes electrossoldadas	$10^7$	3	5	58,5
Dispositivos de emenda	$10^7$	3	5	35
<b>NOTA 1:</b> Os valores de $\Delta\sigma_{Rsk}$ são para varões rectos. Para varões dobrados, os valores deverão ser obtidos utilizando um coeficiente de redução $\zeta = 0,35 + 0,026 D/\phi$ em que: D diâmetro do mandril; $\phi$ diâmetro do varão.				

Quadro 6.4N – Parâmetros das curvas S-N para armaduras de pré-esforço

Curva S-N para armaduras de pré-esforço	N*	expoente da tensão		$\Delta\sigma_{Rsk}$ (MPa) para N* ciclos
		$k_1$	$k_2$	
Pré-esforço por pré-tensão	$10^6$	5	9	185
Pré-esforço por pós-tensão				
- cordões simples em bainhas de plástico	$10^6$	5	9	185
- cabos rectos ou cabos curvos em bainhas de plástico	$10^6$	5	10	150
- cabos curvos em bainhas de aço	$10^6$	5	7	120
- dispositivos de emenda	$10^6$	5	5	80

(2) Para ciclos múltiplos com diferentes níveis de tensão, o dano poderá ser acumulado utilizando o critério de Palmgren-Miner. Por conseguinte, o dano total devido à fadiga das armaduras  $D_{Ed}$ , sujeitas às acções de fadiga consideradas, deverá satisfazer a condição:

$$D_{Ed} = \sum_i \frac{n(\Delta\sigma_i)}{N(\Delta\sigma_i)} < 1 \quad (6.70)$$

em que:

$n(\Delta\sigma_i)$  número de ciclos aplicado para uma variação da tensão  $\Delta\sigma_i$ ;

$N(\Delta\sigma_i)$  número de ciclos resistente para uma variação da tensão  $\Delta\sigma_i$ .

(3)P Se as armaduras de pré-esforço ou as armaduras para betão armado são sujeitas a acções de fadiga, as tensões calculadas não devem exceder o valor de cálculo da tensão de cedência do aço.

(4) A tensão de cedência deverá ser verificada por ensaios de tracção do aço utilizado.

(5) Quando as regras indicadas em 6.8 são utilizadas para avaliar o tempo de vida útil residual de estruturas existentes, ou para avaliar a necessidade de as reforçar uma vez iniciada a corrosão, a variação de tensão poderá ser determinada reduzindo o expoente da tensão  $k_2$  para varões rectos e dobrados.

**NOTA:** O valor de  $k_2$  a utilizar num determinado país poderá ser indicado no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado é 5.

(6)P A variação de tensão de varões soldados nunca deve exceder a variação de tensão de varões rectos e dobrados.

### 6.8.5 Verificação pela variação de tensão equivalente em relação ao dano

(1) Em vez de uma verificação explícita da resistência ao dano, de acordo com 6.8.4, a verificação em relação à fadiga em casos correntes com cargas conhecidas (pontes ferroviárias e rodoviárias) poderá também ser efectuada da seguinte forma:

- para as armaduras, por meio da variação de tensão equivalente em relação ao dano de acordo com 6.8.5(3);
- para o betão, considerando tensões de compressão equivalentes em relação ao dano, de acordo com 6.8.7.

(2) O método da variação de tensão equivalente em relação ao dano consiste em representar o carregamento real por  $N^*$  ciclos de uma variação de tensão única. A EN 1992-2 fornece, para superestruturas de pontes rodoviárias e ferroviárias, modelos de acções de fadiga e métodos para o cálculo da variação de tensão equivalente,  $\Delta\sigma_{S,eq}$ .

(3) Para as armaduras para betão armado ou de pré-esforço e para os dispositivos de emenda, considera-se que uma resistência à fadiga é adequada se a expressão (6.71) é satisfeita:

$$\gamma_{F,fat} \cdot \Delta\sigma_{S,eq}(N^*) \leq \frac{\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)}{\gamma_{S,fat}} \quad (6.71)$$

em que:

$\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)$  variação de tensão para  $N^*$  ciclos obtida pelas adequadas curvas S-N indicadas na Figura 6.30.

**NOTA:** Ver também os Quadros 6.3N e 6.4N.

$\Delta\sigma_{S,eq}(N^*)$  variação de tensão equivalente em relação ao dano para diferentes tipos de armadura, correspondente ao número de ciclos de carga  $N^*$ . No caso de edifícios,  $\Delta\sigma_{S,eq}(N^*)$  poderá constituir um valor aproximado de  $\Delta\sigma_{S,max}$ ;

$\Delta\sigma_{S,max}$  variação de tensão máxima do aço para as combinações de acções apropriadas.

### 6.8.6 Outras verificações

(1) Poderá considerar-se que a resistência à fadiga de varões de armadura não soldados em tracção é adequada, se a variação de tensão sob acções cíclicas frequentes associadas à combinação de base é tal que  $\Delta\sigma_S \leq k_1$ .

**NOTA:** O valor de  $k_1$  a utilizar num determinado país poderá ser indicado no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado é 70 MPa.

Para varões de armadura soldados em tracção, poderá considerar-se que a resistência à fadiga é adequada se a variação de tensão sob acções cíclicas frequentes associadas à combinação de base é tal que  $\Delta\sigma_S \leq k_2$ .

**NOTA:** O valor de  $k_2$  a utilizar num determinado país poderá ser indicado no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado é 35 MPa.

(2) Como simplificação de (1), poderá efectuar-se uma verificação utilizando a combinação de acções frequente. Se esta for satisfeita, não são necessárias outras verificações.

(3) No caso do betão pré-esforçado, quando se utilizam ligações soldadas ou dispositivos de emenda, não deverá existir qualquer tensão de tracção no betão a uma distância inferior a 200 mm das armaduras de pré-esforço ou das armaduras para betão armado, sob a acção da combinação de acções frequente e considerando um coeficiente de minoração  $k_3$  para o valor médio da força de pré-esforço,  $P_m$ .

**NOTA:** O valor de  $k_3$  a utilizar num determinado país poderá ser indicado no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado é 0,9.

### 6.8.7 Verificação do betão sujeito a um esforço de compressão ou a um esforço transversal

(1) Poderá considerar-se que a resistência à fadiga é satisfatória para o betão em compressão, se a seguinte condição for satisfeita:

$$E_{cd,max,eq} + 0,43\sqrt{1 - R_{eq}} \leq 1 \quad (6.72)$$

com:

$$R_{eq} = \frac{E_{cd,min,eq}}{E_{cd,max,eq}} \quad (6.73)$$

$$E_{cd,min,eq} = \frac{\sigma_{cd,min,eq}}{f_{cd,fat}} \quad (6.74)$$

$$E_{cd,max,eq} = \frac{\sigma_{cd,max,eq}}{f_{cd,fat}} \quad (6.75)$$

em que:

- $R_{eq}$  relação entre tensões;
- $E_{cd,min,eq}$  nível mínimo de tensões de compressão;
- $E_{cd,max,eq}$  nível máximo de tensões de compressão;
- $f_{cd,fat}$  valor de cálculo da resistência à fadiga do betão, de acordo com (6.76);
- $\sigma_{cd,max,eq}$  limite superior da tensão última para  $N$  ciclos;
- $\sigma_{cd,min,eq}$  limite inferior da tensão última para  $N$  ciclos.

**NOTA:** O valor de  $N$  ( $\leq 10^6$  ciclos) a utilizar num determinado país poderá ser indicado no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado é  $N = 10^6$  ciclos.

$$f_{cd,fat} = k_1 \beta_{cc}(t_0) f_{cd} \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \quad (6.76)$$

em que:

- $\beta_{cc}(t_0)$  coeficiente para a resistência do betão na primeira aplicação de carga (ver 3.1.2(6));
- $t_0$  data de início do carregamento cíclico do betão, em dias.

**NOTA:** O valor de  $k_1$  a utilizar num determinado país poderá ser indicado no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado para  $N = 10^6$  ciclos é 0,85.

(2) Poderá considerar-se efectuada a verificação da resistência à fadiga do betão em compressão, se a seguinte condição for satisfeita:

$$\frac{\sigma_{c,max}}{f_{cd,fat}} \leq 0,5 + 0,45 \frac{\sigma_{c,min}}{f_{cd,fat}} \quad (6.77)$$

$$\leq 0,9 \text{ para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$$

$$\leq 0,8 \text{ para } f_{ck} > 50 \text{ MPa}$$

em que:

- $\sigma_{c,max}$  tensão de compressão máxima numa fibra sob a combinação de acções frequente (compressão considerada com sinal positivo);
- $\sigma_{c,min}$  tensão de compressão mínima na mesma fibra de  $\sigma_{c,max}$ . Se  $\sigma_{c,min}$  for uma tensão de tracção, deverá ser considerado  $\sigma_{c,min} = 0$ .

(3) A expressão (6.77) aplica-se também às escoras comprimidas de elementos sujeitos a esforço transversal. Neste caso, a resistência do betão,  $f_{cd,fat}$ , deverá ser minorada pelo coeficiente de redução da resistência (ver 6.2.2(6)).

(4) Para os elementos para os quais não é necessária, no estado limite último, armadura de esforço transversal, poderá considerar-se que o betão resiste à fadiga devida aos esforços transversos nos casos em que se verifica o seguinte:

- para  $\frac{V_{Ed,min}}{V_{Ed,max}} \geq 0$ :

$$\frac{|V_{Ed,max}|}{|V_{Rd,c}|} \leq 0,5 + 0,45 \frac{|V_{Ed,min}|}{|V_{Rd,c}|} \begin{cases} \leq 0,9 \text{ até C50/60} \\ \leq 0,8 \text{ superior a C55/67} \end{cases} \quad (6.78)$$

- para  $\frac{V_{Ed,min}}{V_{Ed,max}} < 0$ :

$$\frac{|V_{Ed,max}|}{|V_{Rd,c}|} \leq 0,5 - \frac{|V_{Ed,min}|}{|V_{Rd,c}|} \quad (6.79)$$

em que:

- $V_{Ed,max}$  valor de cálculo do esforço transversal actuante máximo para a combinação de acções frequente;
- $V_{Ed,min}$  valor de cálculo do esforço transversal actuante mínimo para a combinação de acções frequente na secção de  $V_{Ed,max}$ ;
- $V_{Rd,c}$  valor de cálculo da resistência ao esforço transversal, de acordo com a expressão (6.2.a).

## 7 Estados limites de utilização (SLS)

### 7.1 Generalidades

(1)P Esta secção 7 refere-se aos estados limites de utilização correntes:

- limitação das tensões (ver 7.2);
- controlo da fendilhação (ver 7.3);
- controlo das deformações (ver 7.4).

Outros estados limites (vibração, por exemplo) poderão ter a sua importância em certas estruturas, mas não são considerados na presente Norma.

(2) No cálculo das tensões e das deformações, as secções transversais deverão ser consideradas não fendilhadas desde que a tensão de tracção por flexão não exceda  $f_{ct,eff}$ . O valor de  $f_{ct,eff}$  poderá ser considerado igual a  $f_{ctm}$  ou  $f_{ctm,fl}$  desde que este valor seja também o adoptado no cálculo da armadura mínima de tracção. Para efeitos do cálculo da largura de fendas e da participação do betão traccionado, deverá utilizar-se  $f_{ctm}$ .

## 7.2 Limitação das tensões

(1)P A tensão de compressão no betão deve ser limitada a fim de evitar a formação de fendas longitudinais, a micro-fendilhação ou níveis de fluência elevados, nos casos em que estes possam ter efeitos inaceitáveis para o funcionamento da estrutura.

(2) Poderão formar-se fendas longitudinais quando o nível de tensões, para a combinação característica de acções, exceder um valor crítico. Deste tipo de fendilhação poderá resultar uma redução da durabilidade. Na ausência de outras medidas, como, por exemplo, o aumento do recobrimento da armadura na zona de compressão ou a cintagem por meio de armadura transversal, poderá ser apropriado limitar a tensão de compressão a um valor  $k_1 f_{ck}$  nas zonas expostas a ambientes correspondentes às classes de exposição XD, XF e XS (ver o Quadro 4.1).

**NOTA:** O valor de  $k_1$  a utilizar num determinado país poderá ser indicado no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado é 0,6.

(3) Se a tensão no betão para as acções quase-permanentes for inferior a  $k_2 f_{ck}$ , poderá considerar-se que a fluência é linear. Se a tensão no betão exceder  $k_2 f_{ck}$ , deverá considerar-se uma fluência não linear (ver 3.1.4)

**NOTA:** O valor de  $k_2$  a utilizar num determinado país poderá ser indicado no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado é 0,45.

(4)P As tensões de tracção na armadura devem ser limitadas a fim de evitar as deformações não elásticas assim como níveis de fendilhação ou de deformação inaceitáveis.

(5) Para o aspecto poderá considerar-se que um nível de fendilhação ou de deformação inaceitável é evitado se, sob a combinação característica de acções, a tensão de tracção na armadura não exceder  $k_3 f_{yk}$ . Nos casos em que a tensão é devida a uma deformação imposta, a tensão de tracção não deverá exceder  $k_4 f_{yk}$ . O valor médio da tensão nas armaduras de pré-esforço não deverá exceder  $k_5 f_{pk}$ .

**NOTA:** Os valores de  $k_3$ ,  $k_4$  e  $k_5$  a utilizar num determinado país poderão ser indicados no respectivo Anexo Nacional. Os valores recomendados são 0,8, 1 e 0,75, respectivamente.

## 7.3 Controlo da fendilhação

### 7.3.1 Generalidades

(1)P A fendilhação deve ser limitada de modo que não prejudique o funcionamento correcto ou a durabilidade da estrutura nem torne o seu aspecto inaceitável.

(2) A fendilhação é normal em estruturas de betão armado sujeitas a flexão, esforço transversal, torção ou tracção resultantes de acções directas ou de coacção ou de deformações impostas.

(3) As fendas também poderão ser provocadas por outras causas, como, por exemplo, retracção plástica ou reacções químicas expansivas internas do betão endurecido. Estas fendas poderão ter larguras inaceitáveis, mas a forma de as evitar e controlar não é do âmbito desta secção.

(4) Poderão ser aceites fendas, sem procurar limitar a sua largura ou evitar a sua formação, desde que não prejudiquem o funcionamento da estrutura.

(5) Deverá definir-se um valor limite  $w_{max}$  para a largura de fendas calculada,  $w_k$ , tendo em conta a função e a natureza da estrutura e os custos associados às medidas necessárias à limitação da fendilhação.

**NOTA:** O valor de  $w_{max}$  a utilizar num determinado país poderá ser indicado no respectivo Anexo Nacional. Os valores recomendados para as diferentes classes de exposição estão indicados no Quadro 7.1N.

*Quadro 7.1N – Valores recomendados de  $w_{\max}$  (mm)*

Classe de Exposição	Elementos de betão armado e elementos de betão pré-esforçado com armaduras não aderentes	Elementos de betão pré-esforçado com armaduras aderentes
	Combinação de acções quase-permanente	Combinação de acções frequente
X0, XC1	0,4 <sup>1</sup>	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2 <sup>2</sup>
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3		Descompressão
<b>NOTA 1:</b> Para as classes de exposição X0 e XC1, a largura de fendas não tem influência sobre a durabilidade e este limite é estabelecido para dar em geral um aspecto aceitável. Na ausência de especificações no que respeita ao aspecto, este limite poderá ser reduzido.		
<b>NOTA 2:</b> Para estas classes de exposição deverá verificar-se, ainda, a descompressão para a combinação quase-permanente de accões.		

Na ausência de requisitos específicos (por exemplo impermeabilidade), poderá admitir-se, no que respeita ao aspecto e à durabilidade, que é suficiente, em geral, limitar o valor de cálculo da largura de fendas aos valores de  $w_{\max}$  indicados no Quadro 7.1N, para a combinação quase-permanente de acções para elementos de betão armado de edifícios.

A durabilidade de elementos pré-esforçados poderá ser afectada de modo mais crítico pela fendilhação. Na ausência de requisitos mais pormenorizados, poderá admitir-se, para elementos de betão pré-esforçado, que é suficiente, em geral, limitar o valor de cálculo da largura de fendas aos valores de  $w_{\max}$  indicados no Quadro 7.1N, para a combinação frequente de acções. O limite de descompressão requer que todas as partes das armaduras aderentes ou das bainhas estejam colocadas pelo menos 25 mm no interior do betão comprimido.

(6) Para elementos apenas com armaduras não aderentes, aplicam-se os requisitos relativos aos elementos de betão armado. Para elementos com armaduras de pré-esforço aderentes e não aderentes, aplicam-se os requisitos relativos a elementos de betão pré-esforçado com armaduras aderentes.

(7) Para elementos sujeitos à classe de exposição XD3, poderão ser necessárias medidas especiais. A escolha das medidas adequadas dependerá da natureza do agente agressivo em causa.

(8) Quando se utilizam modelos de escoras e tirantes com as escoras orientadas segundo as isostáticas de compressão no estado não fendilhado, é possível utilizar as forças nos tirantes para obter as tensões nas armaduras correspondentes e calcular a largura de fendas (ver 5.6.4(2)).

(9) A largura de fendas poderá ser calculada de acordo com 7.3.4. Uma simplificação consiste, como alternativa, em limitar o diâmetro ou o espaçamento dos varões de acordo com 7.3.3.

### **7.3.2 Armaduras mínimas**

(1)P Se for requerido o controlo da fendilhação, será necessária uma quantidade mínima de armaduras aderentes para limitar a fendilhação nas zonas em que se prevejam tensões de tracção. Esta quantidade poderá ser estimada com base no equilíbrio da força de tracção no betão, imediatamente antes da fendilhação, pela força de tracção nas armaduras na tensão de cedência ou numa tensão menor se tal for necessário para limitar a largura de fendas.

(2) A não ser que se possa justificar por um cálculo mais rigoroso a adopção de áreas de armadura menores, as áreas mínimas de armadura poderão ser calculadas da forma indicada a seguir. No caso de secções perfiladas, como vigas em T e vigas em caixão, a armadura mínima deverá ser determinada para cada parte da secção (almas, banzos).

$$A_{s,min} \sigma_s = k_c k f_{ct,eff} A_{ct} \quad (7.1)$$

em que:

- $A_{s,min}$  área mínima das armaduras para betão armado na zona traccionada;
- $A_{ct}$  área de betão traccionado. A zona de betão traccionado é aquela em que, pelo cálculo da secção, se demonstra que está em tracção imediatamente antes da formação da primeira fenda;
- $\sigma_s$  valor absoluto da tensão máxima admissível na armadura imediatamente depois da formação da fenda. Poderá ser considerada igual à tensão de cedência da armadura,  $f_{yk}$ . No entanto, poderá ser necessário adoptar-se um valor mais baixo para satisfazer a largura máxima de fendas em função do diâmetro máximo ou do espaçamento máximo entre varões (ver 7.3.3(2));
- $f_{ct,eff}$  valor médio da resistência do betão à tracção à data em que se prevê que se possam formar as primeiras fendas:  
 $f_{ct,eff} = f_{ctm}$  ou um valor inferior,  $(f_{ctm}(t))$ , se se prever uma fendilhação antes dos 28 d;
- $k$  coeficiente que considera o efeito das tensões não uniformes auto-equilibradas, de que resulta uma redução dos esforços de coacção:  
 $= 1,0$  para almas com  $h \leq 300$  mm ou para banzos com larguras inferiores a 300 mm;  
 $= 0,65$  para almas com  $h \geq 800$  mm ou para banzos com larguras superiores a 800 mm;  
valores intermédios poderão ser obtidos por interpolação;
- $k_c$  coeficiente que tem em conta a distribuição de tensões na secção, imediatamente antes da fendilhação e da variação do braço do binário:  
para tracção simples  $k_c = 1,0$ ;  
para flexão ou flexão composta com esforços normais:  
- para secções rectangulares e para almas de secções em caixão e de secções em T:

$$k_c = 0,4 \cdot \left[ 1 - \frac{\sigma_c}{k_1 (h/h^*) f_{ct,eff}} \right] \leq 1 \quad (7.2)$$

- para banzos de secções em caixão e de secções em T:

$$k_c = 0,9 \frac{F_{cr}}{A_{ct} f_{ct,eff}} \geq 0,5 \quad (7.3)$$

em que:

$\sigma_c$  tensão média do betão existente na parte da secção considerada:

$$\sigma_c = \frac{N_{Ed}}{bh} \quad (7.4)$$

$N_{Ed}$  esforço normal no estado limite de utilização actuando na parte da secção considerada (positivo para um esforço de compressão).  $N_{Ed}$  deverá ser determinado considerando os valores característicos do pré-esforço e dos esforços normais para a combinação de acções apropriada;

$h^*$   $h^* = h$  para  $h < 1,0$  m;  
 $h^* = 1,0$  m para  $h \geq 1,0$  m;



- $k_1$  coeficiente que considera os efeitos dos esforços normais na distribuição de tensões:  
 $k_1 = 1,5$  se  $N_{Ed}$  for um esforço de compressão;  
 $k_1 = \frac{2h^*}{3h}$  se  $N_{Ed}$  for um esforço de tracção;  
 $F_{cr}$  valor absoluto da força de tracção no banzo imediatamente antes da fendilhação devida ao momento de fendilhação calculado com  $f_{ct,eff}$ .

(3) Poderá considerar-se que as armaduras de pré-esforço aderentes na zona traccionada contribuem para o controlo da fendilhação numa extensão  $\leq 150$  mm do centro da armadura, o que poderá ser tomado em consideração acrescentando a parcela  $\xi_1 A_p' \Delta \sigma_p$  ao termo da esquerda da expressão (7.1),

em que:

- $A_p'$  área da secção das armaduras pré ou pós-tensionadas existentes em  $A_{c,eff}$ ;  
 $A_{c,eff}$  área da secção efectiva de betão traccionado que envolve as armaduras para betão armado ou de pré-esforço com uma altura  $h_{c,ef}$ , em que  $h_{c,ef}$  é o menor dos valores  $2,5(h-d)$ ,  $(h-x)/3$  ou  $h/2$  (ver a Figura 7.1);  
 $\xi_1$  coeficiente corrigido da resistência de aderência, para ter em conta a diferença de diâmetros das armaduras de pré-esforço e para betão armado:

$$= \sqrt{\xi \cdot \frac{\phi_s}{\phi_p}} \quad (7.5)$$

- $\xi$  relação entre as resistências de aderência das armaduras de pré-esforço e para betão armado, de acordo com o Quadro 6.2 em 6.8.2;  
 $\phi_s$  maior diâmetro dos varões das armaduras para betão armado;  
 $\phi_p$  diâmetro equivalente das armaduras de pré-esforço, de acordo com 6.8.2;  
se apenas as armaduras de pré-esforço forem utilizadas para o controlo da fendilhação,  
 $\xi_1 = \sqrt{\xi}$ ;

$\Delta \sigma_p$  variação de tensão nas armaduras de pré-esforço a partir do estado de extensão nula do betão no mesmo nível.

(4) Nos elementos pré-esforçados não é necessária armadura mínima nas secções em que, para a combinação característica de acções e o valor característico do pré-esforço, o betão se encontra comprimido ou em que o valor absoluto da tensão de tracção no betão é inferior a  $\sigma_{ct,p}$ .

**NOTA:** O valor de  $\sigma_{ct,p}$  a utilizar num determinado país poderá ser indicado no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado é  $f_{ct,eff}$  de acordo com 7.3.2(2).

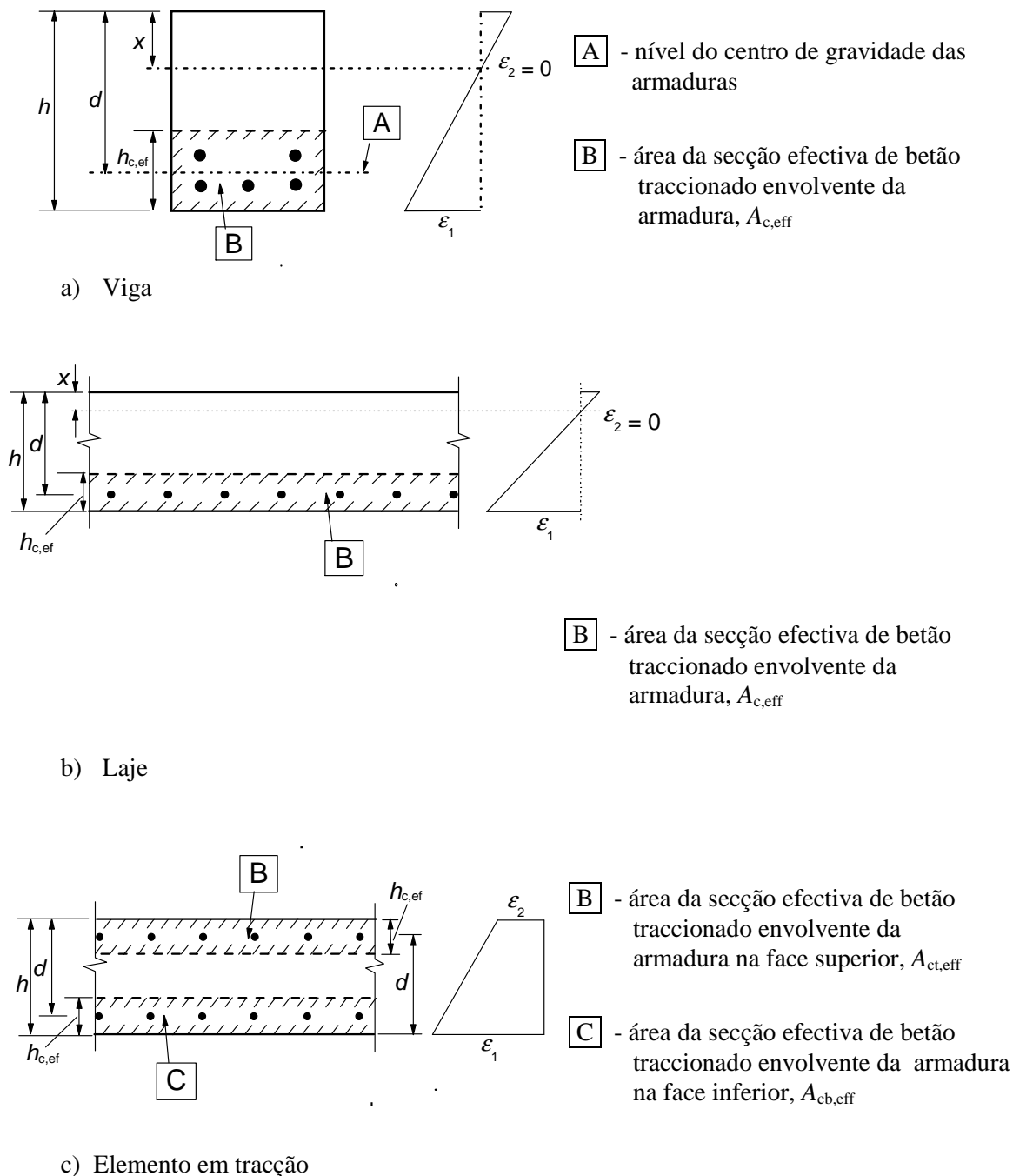


Figura 7.1 – Secções efectivas de betão traccionado (casos típicos)

### 7.3.3 Controlo da fendilhação sem cálculo directo

(1) No caso de lajes de betão armado ou pré-esforçado de edifícios, solicitadas à flexão sem tracção axial significativa, não são necessárias medidas específicas para controlar a fendilhação quando a espessura total da laje não é superior a 200 mm e se tenha respeitado o disposto em 9.3.

(2) Como simplificação, as regras indicadas em 7.3.4 poderão ser apresentadas sob forma de tabelas, limitando o diâmetro ou o espaçamento dos varões.

**NOTA:** Quando se adopta a armadura mínima especificada em 7.3.2, é pouco provável que as larguras de fendas sejam excessivas se:

- no que respeita à fendilhação provocada predominantemente por deformações impedidas, os diâmetros dos varões não forem superiores aos valores indicados no Quadro 7.2N, no qual a tensão no aço é igual ao valor obtido imediatamente após a fendilhação (isto é,  $\sigma_s$  na expressão (7.1));
- para fendas provocadas predominantemente por acções, as disposições do Quadro 7.2N ou do Quadro 7.3N são satisfeitas. A tensão na armadura deverá ser calculada considerando a secção fendilhada para a combinação de acções considerada.

No caso de betão pré-esforçado por pré-tensão, em que o controlo da fendilhação é principalmente assegurado pelas armaduras aderentes, poderão utilizar-se os Quadros 7.2N e 7.3N considerando uma tensão nessas armaduras igual à tensão total deduzida do pré-esforço. No caso de betão pré-esforçado por pós-tensão, em que o controlo da fendilhação é principalmente assegurado pelas armaduras para betão armado, os quadros poderão ser utilizados com a tensão nessas armaduras calculada incluindo o efeito das forças de pré-esforço.

Quadro 7.2N – Diâmetros máximos dos varões  $\phi_s^*$  para controlo da fendilhação<sup>1)</sup>

Tensão no aço <sup>2)</sup> [MPa]	Diâmetros máximos dos varões [mm]		
	$w_k = 0,4 \text{ mm}$	$w_k = 0,3 \text{ mm}$	$w_k = 0,2 \text{ mm}$
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

**NOTAS:** <sup>1)</sup> Os valores indicados no Quadro baseiam-se nas seguintes hipóteses:

$c = 25 \text{ mm}$ ;  $f_{ct,eff} = 2,9 \text{ MPa}$ ;  $h_{cr} = 0,5 h$ ;  $(h-d) = 0,1h$ ;  $k_1 = 0,8$ ;  $k_2 = 0,5$ ;  $k_c = 0,4$ ;  $k = 1,0$ ;  
 $k_t = 0,4$  e  $k_4 = 1,0$

<sup>2)</sup> Para as combinações de acções apropriadas

Quadro 7.3N – Espaçamento máximo dos varões para controlo da fendilhação<sup>1)</sup>

Tensão no aço <sup>2)</sup> [MPa]	Espaçamento máximo dos varões [mm]		
	$w_k = 0,4 \text{ mm}$	$w_k = 0,3 \text{ mm}$	$w_k = 0,2 \text{ mm}$
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

Para as **Notas**, ver o Quadro 7.2N.

*O diâmetro máximo dos varões deverá ser modificado como se indica a seguir:*

*Flexão (com pelo menos parte da secção em compressão):*

$$\phi_s = \phi_s^* (f_{ct,eff}/2,9) \frac{K_c h_{cr}}{2(h-d)} \quad (7.6N)$$

*Tracção (tracção simples):*

$$\phi_s = \phi_s^* (f_{ct,eff}/2,9) h_{cr}/(8(h-d)) \quad (7.7N)$$

*em que:*

- $\phi_s$  diâmetro modificado máximo dos varões;
- $\phi_s^*$  diâmetro máximo dos varões indicado no Quadro 7.2N;
- $h$  altura total da secção;
- $h_{cr}$  altura da zona traccionada imediatamente antes da fendilhação, considerando os valores característicos do pré-esforço e os esforços normais para a combinação quase-permanente de acções;
- $d$  altura útil ao centro de gravidade da camada exterior das armaduras;

*Quando toda a secção está sob tracção,  $h - d$  é a distância mínima do centro de gravidade das armaduras à face do betão (no caso em que a disposição das armaduras não é simétrica, considerar-se as duas faces).*

(3) No caso de vigas com uma altura total igual ou superior a 1000 mm, em que a armadura principal está concentrada apenas numa pequena parte da altura, deverá adoptar-se uma armadura de pele adicional para controlo da fendilhação nas faces laterais. Esta armadura deverá ser distribuída uniformemente no interior dos estribos, entre o nível da armadura de tracção e o eixo neutro. A área da armadura de pele não deverá ser inferior ao valor obtido por 7.3.2(2), considerando  $k$  igual a 0,5 e  $\sigma_s$  igual a  $f_{yk}$ . O espaçamento e as dimensões dos varões poderão ser obtidos a partir de 7.3.4 ou de uma simplificação adequada, admitindo tracção simples e uma tensão no aço igual a metade do valor estimado para as armaduras principais de tracção.

(4) Deverá ter-se em atenção os riscos particulares de formação de fendas de grande largura em secções onde ocorram variações bruscas de tensão, por exemplo:

- em mudanças de secção;
- na proximidade de cargas concentradas;
- em secções de interrupção de varões;
- em zonas com elevadas tensões de aderência, em particular nas extremidades de sobreposições.

Sempre que possível, dever-se-á nessas zonas procurar minimizar as variações de tensão. No entanto, as regras anteriormente indicadas garantem normalmente um adequado controlo da fendilhação nestas zonas desde que se respeitem as regras de pormenorização de armaduras especificadas nas secções 8 e 9.

(5) Poderá considerar-se que a fendilhação devida a acções tangenciais é convenientemente controlada desde que se respeitem as regras construtivas especificadas em 9.2.2, 9.2.3, 9.3.2 e 9.4.3.

### **7.3.4 Cálculo da largura de fendas**

(1) A largura de fendas,  $w_k$ , poderá ser calculada pela expressão (7.8):

$$w_k = s_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) \quad (7.8)$$

*em que:*

- $s_{r,max}$  distância máxima entre fendas;

$\varepsilon_{sm}$	extensão média da armadura para a combinação de acções considerada, incluindo o efeito das deformações impostas e considerando a contribuição do betão traccionado. Considera-se apenas a extensão de tracção que ocorre para além do estado de extensão nula do betão no mesmo nível;
$\varepsilon_{cm}$	extensão média no betão entre fendas.

(2)  $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$  poderá ser calculado pela expressão:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (7.9)$$

em que:

$\sigma_s$  tensão na armadura de tracção admitindo a secção fendilhada. Para elementos pré-esforçados por pré-tensão,  $\sigma_s$  poderá ser substituído pela variação  $\Delta\sigma_p$  de tensões nas armaduras de pré-esforço a partir do estado de extensão nula do betão no mesmo nível;

$\alpha_e$  relação  $E_s/E_{cm}$

$$\rho_{p,eff} = (A_s + \xi_l^2 A'_p)/A_{c,eff} \quad (7.10)$$

$A'_p$  e  $A_{c,eff}$  como definidos em 7.3.2(3);

$\xi_l$  obtido pela expressão (7.5);

$k_t$  coeficiente função da duração do carregamento:

$k_t = 0,6$  para acções de curta duração;

$k_t = 0,4$  para acções de longa duração.

(3) No caso em que é razoavelmente pequena a distância entre os eixos das armaduras aderentes localizadas na zona traccionada (espaçamento  $\leq 5(c+\phi/2)$ ), a distância máxima final entre fendas poderá ser calculada pela expressão (7.11) (ver a Figura 7.2):

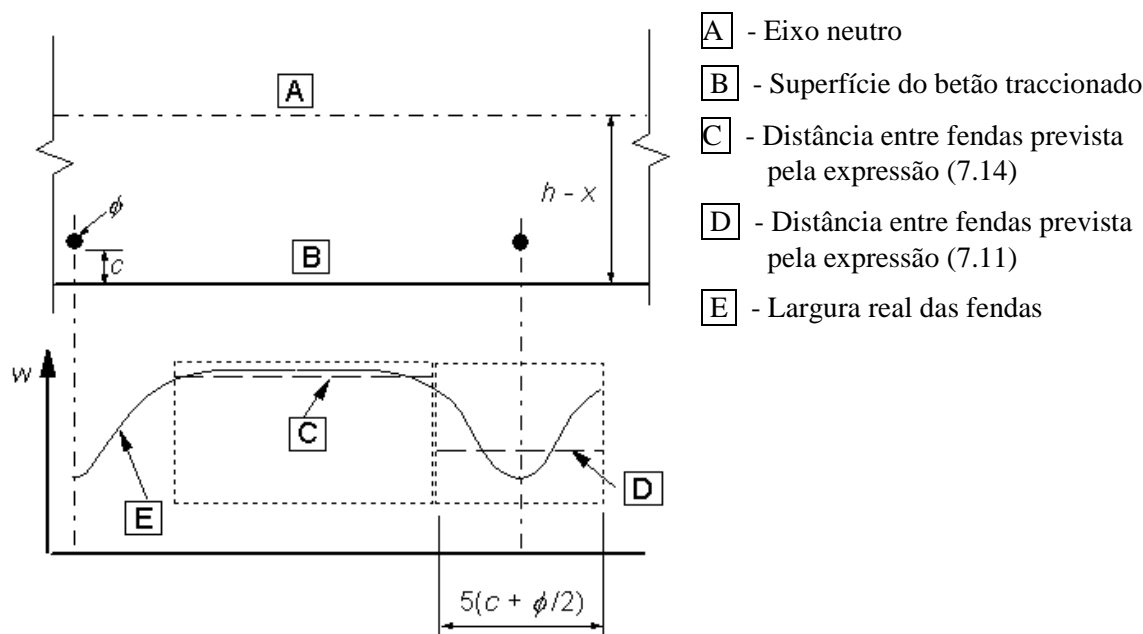


Figura 7.2 – Largura de fendas,  $w$ , na superfície de betão em função da distância às armaduras

$$s_{r,\max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,\text{eff}} \quad (7.11)$$

em que:

$\phi$  diâmetro dos varões. No caso de existirem varões de diâmetros diferentes numa secção, deverá utilizar-se um diâmetro equivalente,  $\phi_{\text{eq}}$ . Para uma secção com  $n_1$  varões de diâmetro  $\phi_1$  e  $n_2$  varões de diâmetro  $\phi_2$ , deverá utilizar-se a seguinte expressão:

$$\phi_{\text{eq}} = \frac{n_1 \phi_1^2 + n_2 \phi_2^2}{n_1 \phi_1 + n_2 \phi_2} \quad (7.12)$$

$c$  recobrimento das armaduras longitudinais;

$k_1$  coeficiente que tem em conta as propriedades de aderência das armaduras aderentes:

= 0,8 para varões de alta aderência;

= 1,6 para armaduras com uma superfície efectivamente lisa (por exemplo, armaduras de pré-esforço);

$k_2$  coeficiente que tem em conta a distribuição das extensões:

= 0,5 para a flexão;

= 1,0 para a tracção simples.

Nos casos de tracção excêntrica ou para zonas localizadas, deverão usar-se valores intermédios de  $k_2$  que poderão ser calculados pela relação:

$$k_2 = (\varepsilon_1 + \varepsilon_2) / (2\varepsilon_1) \quad (7.13)$$

em que  $\varepsilon_1$  é a maior e  $\varepsilon_2$  é a menor extensão de tracção nas fibras extremas da secção considerada, calculadas para a secção fendilhada.

**NOTA:** Os valores de  $k_3$  e  $k_4$  a utilizar num determinado país poderão ser indicados no respectivo Anexo Nacional. Os valores recomendados são, respectivamente, 3,4 e 0,425.

Quando o espaçamento das armaduras aderentes é superior a  $5(c+\phi/2)$  (ver a Figura 7.2) ou quando não existem armaduras aderentes na zona traccionada, poderá determinar-se um valor superior para a largura de fendas admitindo uma distância máxima entre fendas:

$$s_{r,max} = 1,3 (h - x) \quad (7.14)$$

(4) No caso de elementos armados em duas direcções ortogonais, quando o ângulo entre as direcções das tensões principais e as direcções das armaduras for significativo ( $>15^\circ$ ), a distância entre fendas  $s_{r,max}$  poderá ser calculada pela seguinte expressão:

$$s_{r,max} = \frac{1}{\frac{\cos \theta}{s_{r,max,y}} + \frac{\sin \theta}{s_{r,max,z}}} \quad (7.15)$$

em que:

$\theta$  ângulo entre as armaduras na direcção y e a direcção da tensão principal de tracção;

$s_{r,max,y}$   $s_{r,max,z}$  distâncias entre fendas calculadas, respectivamente, nas direcções y e z de acordo com 7.3.4(3).

(5) No caso de paredes sujeitas precocemente a uma contracção de origem térmica nas quais a área de armadura horizontal,  $A_s$ , não satisfaz os requisitos de 7.3.2 e com a base encastrada numa sapata betonada previamente, poderá considerar-se que  $s_{r,max}$  é igual a 1,3 vezes a altura da parede.

**NOTA:** Nos casos em que se utilizam métodos simplificados de cálculo da largura de fendas, estes deverão basear-se nas propriedades indicadas na presente Norma ou fundamentar-se em ensaios.

## 7.4 Controlo da deformação

### 7.4.1 Generalidades

(1) A deformação de um elemento ou de uma estrutura não deve ser prejudicial ao seu correcto funcionamento ou ao seu aspecto.

(2) Deverão ser estabelecidos para as deformações valores limites apropriados, tendo em conta a natureza da estrutura, dos acabamentos, das divisórias e acessórios, e a função da estrutura.

(3) As deformações não deverão exceder os valores compatíveis com as deformações de outros elementos ligados à estrutura, tais como divisórias, envidraçados, revestimentos, redes ou acabamentos. Em certos casos poderá ser necessário limitar as deformações de modo a garantir o correcto funcionamento de máquinas ou de aparelhos suportados pela estrutura, ou de modo a evitar a acumulação de águas pluviais em coberturas planas.

**NOTA:** Os valores limites das flechas indicados em (4) e (5) constam da ISO 4356 e deverão garantir em geral um comportamento satisfatório dos edifícios, tais como edifícios de habitação e de escritórios, edifícios públicos ou fábricas. Deverá assegurar-se que os limites são adequados à estrutura considerada e que não há requisitos especiais a satisfazer. Outras informações relativas a flechas e aos seus valores limites poderão ser obtidas da ISO 4356.

(4) O aspecto e as condições de utilização da estrutura podem ser alterados quando a flecha calculada de uma viga, laje ou consola sujeitas a acções quase-permanentes for superior a  $vão/250$ . A flecha é calculada em relação aos apoios. Poderá prever-se uma contra-flecha para compensar parcial ou totalmente as deformações, mas, em geral, qualquer contra-flecha não deverá ser superior a  $vão/250$ .

(5) As flechas susceptíveis de danificar elementos adjacentes à estrutura deverão ser limitadas. Para as flechas que ocorram depois da construção, o limite vão/500 é normalmente adequado para as acções quase-permanentes. Poderão ser adoptados outros limites em função da sensibilidade dos elementos adjacentes.

(6) O estado limite de deformação poderá ser verificado:

- limitando a relação vão/altura, de acordo com 7.4.2; ou
- comparando uma flecha calculada com um valor limite, de acordo com 7.4.3.

**NOTA:** As deformações reais poderão diferir dos valores estimados, especialmente se os valores dos momentos actuantes são próximos do momento de fendilhação. As diferenças dependerão da dispersão das propriedades dos materiais, das condições ambientais, da história do carregamento, do grau de encastramento nos apoios, das condições do terreno, etc.

#### 7.4.2 Casos em que o cálculo poderá ser dispensado

(1)P Em geral, não é necessário um cálculo explícito das flechas, uma vez que nos casos correntes são suficientes regras simples, tais como a limitação da relação vão/altura, para evitar, em situações normais, problemas de flecha. Verificações mais rigorosas são necessárias para os elementos que não respeitem esses limites ou nos casos em que sejam convenientes outros limites que não os considerados nos métodos simplificados.

(2) Desde que as vigas ou as lajes de betão armado de edifícios sejam dimensionadas de forma a satisfazerem os limites vão/altura especificados nesta secção, poderá admitir-se que a respectiva flecha não irá exceder os limites estabelecidos em 7.4.1(4) e (5). O valor limite da relação vão/altura poderá ser obtido pelas expressões (7.16.a) e (7.16.b), multiplicando o valor assim obtido por coeficientes de correcção para ter em conta o tipo das armaduras utilizadas assim como outras variáveis. Na formulação destas expressões não foi tida em conta qualquer contra-flecha.

$$\frac{l}{d} = K \left[ 11 + 1,5\sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2\sqrt{f_{ck}} \left( \frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{3/2} \right] \quad \text{se } \rho \leq \rho_0 \quad (7.16.a)$$

$$\frac{l}{d} = K \left[ 11 + 1,5\sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12}\sqrt{f_{ck}} \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}} \right] \quad \text{se } \rho > \rho_0 \quad (7.16.b)$$

em que:

$l/d$  valor limite da relação vão/altura;

$K$  coeficiente que tem em conta os diferentes sistemas estruturais;

$\rho_0$  taxa de armaduras de referência =  $10^{-3}\sqrt{f_{ck}}$  ;

$\rho$  taxa de armaduras de tracção necessária a meio vão (ou no apoio no caso de consolas) para equilibrar o momento devido às acções de cálculo;

$\rho'$  taxa de armaduras de compressão necessária a meio vão (ou no apoio no caso de consolas) para equilibrar o momento devido às acções de cálculo;

$f_{ck}$  em MPa.

As expressões (7.16.a) e (7.16.b) foram obtidas admitindo que, para as acções no estado limite de utilização, a tensão no aço, numa secção fendilhada a meio vão de uma viga ou de uma laje ou no apoio de uma consola, é igual a 310 MPa (o que corresponde aproximadamente a  $f_{yk} = 500$  MPa). No caso de outros níveis



de tensão, os valores obtidos pela expressão (7.16) deverão ser multiplicados por  $310/\sigma_s$ . Normalmente será conservativo admitir-se que:

$$310/\sigma_s = 500 / (f_{yk} A_{s,req} / A_{s,prov}) \quad (7.17)$$

em que:

$\sigma_s$  tensão de tracção no aço a meio vão (ou no apoio no caso de consolas) para as acções de cálculo no estado limite de utilização;

$A_{s,prov}$  área da secção de armaduras existente na secção;

$A_{s,req}$  área da secção de armaduras necessária na secção no estado limite último.

No caso de secções em T com uma relação entre a largura do banzo e a largura da alma superior a 3, os valores de  $l/d$ , obtidos pela expressão (7.16), deverão ser multiplicados por 0,8.

No caso de vigas e de lajes, com excepção de lajes fungiformes, com vãos superiores a 7 m, que suportam divisórias que possam ser danificadas por flechas excessivas, os valores de  $l/d$  obtidos pela expressão (7.16) deverão ser multiplicados por  $7 / l_{eff}$  ( $l_{eff}$  em metros, ver 5.3.2.2(1)).

No caso de lajes fungiformes em que o vão maior é superior a 8,5 m e que suportam divisórias que possam ser danificadas por flechas excessivas, os valores de  $l/d$  obtidos pela expressão (7.16) deverão ser multiplicados por  $8,5 / l_{eff}$  ( $l_{eff}$  em metros).

**NOTA:** Os valores de  $K$  a utilizar num determinado país poderão ser indicados no respectivo Anexo Nacional. Os valores recomendados de  $K$  são indicados no Quadro 7.4N. São também indicados os valores obtidos pela expressão (7.16) para casos correntes ( $C30$ ,  $\sigma_s = 310$  MPa, diferentes sistemas estruturais e percentagens de armadura  $\rho = 0,5\%$  e  $\rho = 1,5\%$ ).

Quadro 7.4N – Valores básicos da relação vão/altura útil para elementos de betão armado sem esforço normal de compressão

Sistema estrutural	$K$	Betão fortemente solicitado $\rho = 1,5\%$	Betão levemente solicitado $\rho = 0,5\%$
Viga simplesmente apoiada, laje simplesmente apoiada armada numa ou em duas direcções	1,0	14	20
Vão extremo de uma viga contínua ou de uma laje contínua armada numa direcção ou de uma laje armada em duas direcções contínua ao longo do lado maior	1,3	18	26
Vão interior de uma viga ou de uma laje armada numa ou em duas direcções	1,5	20	30
Laje sem vigas apoiada sobre pilares (laje fungiforme) (em relação ao maior vão)	1,2	17	24
Consola	0,4	6	8

**NOTA 1:** Em geral, os valores indicados são conservativos, e o cálculo poderá frequentemente revelar que é possível utilizar elementos mais esbeltos.

**NOTA 2:** Para lajes armadas em duas direcções, a verificação deverá ser efectuada em relação ao menor vão. Para lajes fungiformes deverá considerar-se o maior vão.

**NOTA 3:** Os limites indicados para lajes fungiformes correspondem, para a flecha a meio vão, a uma limitação menos exigente do que a de vão/250. A experiência demonstrou que estes limites são satisfatórios.

*Os valores obtidos pela expressão (7.16) e pelo Quadro 7.4N resultam de um estudo paramétrico realizado para uma série de vigas e lajes simplesmente apoiadas de secção rectangular, utilizando o método geral indicado em 7.4.3. Consideraram-se diferentes valores da classe de resistência do betão e um valor característico da tensão de cedência do aço de 500 MPa. Para uma dada área da secção das armaduras de tracção, calculou-se o momento último e considerou-se a acção quase-permanente igual a 50 % da acção de cálculo total. Os limites de vão/altura obtidos respeitam o valor limite da flecha definido em 7.4.1(5).*

### 7.4.3 Verificação das flechas por meio de cálculo

(1)P No caso em que se considere necessário efectuar um cálculo, as flechas devem ser calculadas para as condições de carregamento apropriadas ao objectivo da verificação.

(2)P O método de cálculo adoptado deve representar o comportamento real da estrutura sujeita às acções apropriadas, com um grau de precisão adequado aos objectivos de cálculo.

(3) Deverão considerar-se não fendilhados os elementos para os quais se prevê que não venham a ser solicitados acima do nível para o qual, em qualquer ponto do elemento, é excedida a resistência do betão à tracção. Os elementos para os quais se prevê que poderão vir a estar parcialmente fendilhados deverão considerar-se com um comportamento intermédio entre os estados não fendilhados e totalmente fendilhados e, no caso de elementos solicitados principalmente em flexão, o seu comportamento é adequadamente previsto pela expressão (7.18):

$$\alpha = \zeta \alpha_{II} + (1 - \zeta) \alpha_I \quad (7.18)$$

em que:

- $\alpha$  parâmetro de deformação considerado que poderá ser, por exemplo, uma extensão, uma curvatura ou uma rotação. (Como simplificação,  $\alpha$  também poderá representar uma flecha - ver (7));
- $\alpha_I, \alpha_{II}$  valores do parâmetro calculado, respectivamente, para os estados não fendilhado e totalmente fendilhado;
- $\zeta$  coeficiente de distribuição (que tem em conta a contribuição do betão traccionado entre fendas) obtido pela expressão (7.19):

$$\zeta = 1 - \beta \left( \frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \quad (7.19)$$

$\zeta = 0$  para secções não fendilhadas;

$\beta$  coeficiente que tem em conta a influência na extensão média da duração do carregamento ou da repetição do carregamento:

= 1,0 para um único carregamento de curta duração;

= 0,5 para um carregamento de longa duração ou para repetidos carregamentos;

$\sigma_s$  tensão nas armaduras de tracção, calculada na hipótese de secção fendilhada;

$\sigma_{sr}$  tensão nas armaduras de tracção, calculada na hipótese de secção fendilhada sujeita às condições de carregamento que provocam o início da fendilhação.

**NOTA:**  $\sigma_{sr}/\sigma_s$  poderá ser substituído por  $M_{cr}/M$  para a flexão ou  $N_{cr}/N$  para a tracção simples, em que  $M_{cr}$  é o momento de fendilhação e  $N_{cr}$  o esforço de fendilhação.

(4) As deformações devidas ao carregamento poderão ser avaliadas utilizando a resistência à tracção e o módulo de elasticidade efectivo do betão (ver (5)).

No Quadro 3.1 apresenta-se a extensão de valores prováveis da resistência à tracção. De um modo geral, a melhor estimativa do comportamento obter-se-á utilizando  $f_{ctm}$ . Quando se puder demonstrar que não há tensões de tracção simples (por exemplo, as provocadas por retracção ou por efeitos térmicos), poderá utilizar-se a tensão de rotura à tracção por flexão,  $f_{ctm,fl}$  (ver 3.1.8).

(5) No caso de um carregamento com uma duração tal que cause fluência, a deformação total, incluindo a de fluência, poderá ser calculada pela expressão (7.20) utilizando o módulo de elasticidade efectivo do betão:

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_0)} \quad (7.20)$$

em que:

$\varphi(\infty, t_0)$  coeficiente de fluência para a acção e o intervalo de tempo considerados (ver 3.1.4).

(6) As curvaturas devidas à retracção poderão ser calculadas pela expressão (7.21):

$$\frac{1}{r_{cs}} = \varepsilon_{cs} \alpha_e \frac{S}{I} \quad (7.21)$$

em que:

- $1/r_{cs}$  curvatura devida à retracção;
- $\varepsilon_{cs}$  extensão de retracção livre (ver 3.1.4);
- $S$  momento estático da secção de armaduras em relação ao eixo que passa pelo centro de gravidade da secção;
- $I$  momento de inércia da secção;
- $\alpha_e$  coeficiente de homogeneização efectivo  
 $\alpha_e = E_s / E_{c,eff}$

$S$  e  $I$  deverão ser calculados para o estado não fendilhado e para o estado totalmente fendilhado, sendo a curvatura final avaliada pela expressão (7.18).

(7) O método mais rigoroso para a determinação das flechas, pelo processo indicado em (3), consiste em calcular as curvaturas em várias secções ao longo do elemento e em calcular a seguir as flechas por integração numérica. Na maioria dos casos será aceitável efectuar apenas dois cálculos, admitindo-se no primeiro que todo o elemento se encontra no estado não fendilhado, no segundo que se encontra no estado totalmente fendilhado e efectuando em seguida uma interpolação utilizando a expressão (7.18).

**NOTA:** Nos casos em que se utilizam métodos simplificados de cálculo das flechas, estes deverão basear-se nas propriedades indicadas na presente Norma e fundamentar-se em ensaios.

## **8 Disposições construtivas relativas a armaduras para betão armado e de pré-esforço – Generalidades**

### **8.1 Generalidades**

(1)P As regras estabelecidas nesta secção aplicam-se a armaduras de superfície rugosa, redes e armaduras de pré-esforço sujeitas predominantemente a acções estáticas. Aplicam-se a edifícios e a pontes correntes. Poderão não ser suficientes para:

- elementos sujeitos a acções dinâmicas devidas a sismos ou à vibração de máquinas, a acções de impacto; e
- elementos que incorporem varões com um revestimento especial, pintados com epóxi ou galvanizados.

Regras suplementares são fornecidas para varões de grande diâmetro.

(2)P Os requisitos referentes ao recobrimento mínimo das armaduras (ver 4.4.1.2) devem ser satisfeitos.

(3) Regras suplementares para betões com agregados leves são indicadas na secção 11.

(4) As regras relativas às estruturas sujeitas a fadiga são indicadas em 6.8.

### **8.2 Distância entre varões**

(1)P A distância entre varões deve permitir uma betonagem e uma compactação do betão satisfatória e assegurar adequadas condições de aderência.

(2) A distância livre (horizontal e vertical) entre varões paralelos ou entre camadas horizontais de varões paralelos não deverá ser inferior ao maior dos valores seguintes:  $k_1$  vezes o diâmetro do varão, ( $d_g + k_2$  mm), em que  $d_g$  é a dimensão máxima do agregado, ou 20 mm.

*NOTA:* Os valores de  $k_1$  e  $k_2$  a utilizar num determinado país poderão ser indicados no respectivo Anexo Nacional. Os valores recomendados são 1 mm e 5 mm, respectivamente.

(3) Nos casos em que os varões são colocados em diferentes camadas horizontais, os varões de cada camada deverão sobrepor-se em fiadas verticais. Deverá garantir-se um espaço suficiente entre as fiadas de varões assim constituídas de modo a permitir a passagem dos vibradores e a assegurar uma boa compactação do betão.

(4) No caso da sobreposição de varões, poderá ser permitido o contacto entre varões ao longo do comprimento da sobreposição. Ver 8.7 para mais pormenores.

### **8.3 Diâmetros admissíveis dos mandris para varões dobrados**

(1)P O diâmetro mínimo de dobragem de um varão deve ser tal que não provoque o aparecimento de fendas no varão assim como a rotura do betão no interior da curva do varão.

(2) A fim de evitar danificar a armadura, o diâmetro de dobragem do varão (diâmetro do mandril) não deverá ser inferior a  $\phi_{m,min}$ .

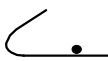

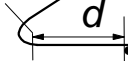
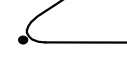
*NOTA:* Os valores de  $\phi_{m,min}$  a utilizar num determinado país poderão ser indicados no respectivo Anexo Nacional. Os valores recomendados são indicados no Quadro 8.1N.

Quadro 8.1N – Diâmetro mínimo do mandril a fim de evitar danificar a armadura

a) varões e fios

Diâmetro do varão	Diâmetro mínimo do mandril para cotovelos, ganchos e laços (ver a Figura 8.1)
$\phi \leq 16 \text{ mm}$	$4\phi$
$\phi > 16 \text{ mm}$	$7\phi$

b) armaduras e redes soldadas dobradas após a soldadura

Diâmetro mínimo do mandril	
 ou 	 ou 
$5\phi$	$d \geq 3\phi : 5\phi$ $d < 3\phi$ ou soldadura no interior da zona curva: $20\phi$
<b>NOTA:</b> No caso de uma soldadura localizada no interior da zona curva, o diâmetro do mandril poderá ser reduzido para $5\phi$ se a soldadura for efectuada de acordo com o Anexo B da EN ISO 17660.	

(3) Não é necessário verificar o diâmetro do mandril em relação à rotura do betão se se verificarem as seguintes condições:

- a amarração necessária do varão não ultrapasse  $5\phi$  para além da extremidade da parte curva;
- o varão não esteja junto do bordo (plano de dobragem próximo do paramento do betão) e exista um varão transversal com um diâmetro  $\geq \phi$  no interior da parte curva;
- o diâmetro do mandril seja superior ou igual aos valores recomendados no Quadro 8.1N.

No caso contrário, o diâmetro do mandril,  $\phi_{m,min}$ , deverá ser aumentado de acordo com a expressão (8.1):

$$\phi_{m,min} \geq F_{bt} ((1/a_b) + 1/(2\phi)) / f_{cd} \quad (8.1)$$

em que:

- $F_{bt}$  força de tracção devida às acções últimas no início da parte curva de um varão ou de um agrupamento de varões em contacto;
- $a_b$  para um dado varão (ou agrupamento de varões em contacto), metade da distância entre eixos de varões (ou agrupamentos de varões) medida na perpendicular ao plano de dobragem. Para um varão ou agrupamento de varões próximos do paramento do elemento,  $a_b$  deverá ser considerado igual ao recobrimento acrescido de  $\phi/2$ .

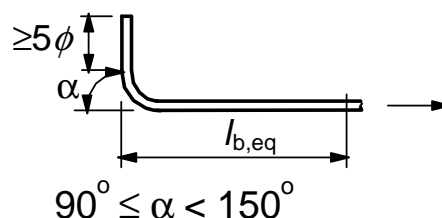
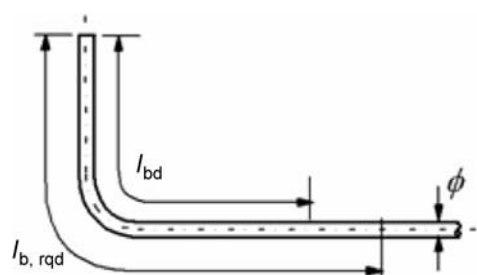
O valor de  $f_{cd}$  não deverá ser superior ao correspondente à classe de betão C55/67.

## 8.4 Amarração de armaduras longitudinais

### 8.4.1 Generalidades

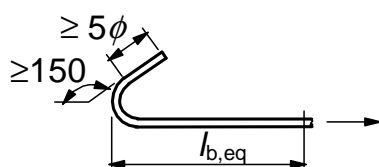
(1) Os varões, fios ou redes electrossoldadas devem ser amarrados de modo a assegurarem uma boa transferência para o betão das forças de aderência, evitando a fendilhação longitudinal ou destacamento do betão. Caso seja necessário, devem adoptar-se armaduras transversais.

(2) Na Figura 8.1 representam-se diferentes tipos de amarração (ver também 8.8(3)).

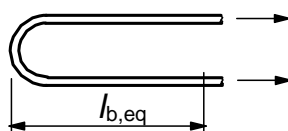


a) Comprimento de amarração de referência,  $l_{b,rqd}$  seja qual for a forma do traçado, medido ao longo do eixo

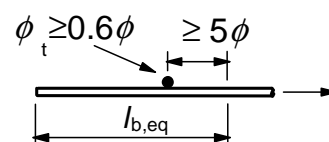
b) Comprimento de amarração equivalente para um cotovelo corrente



c) Comprimento de amarração equivalente para um gancho corrente



d) Comprimento de amarração equivalente para um laço corrente



e) Comprimento de amarração equivalente com um varão transversal soldado

Figura 8.1 – Tipos de amarração para além da de prolongamento recto

(3) Os cotovelos e os ganchos não contribuem para a amarração de varões em compressão.

(4) A rotura do betão no interior da zona de dobragem deverá ser evitada respeitando o disposto em 8.3(3).

(5) Quando se utilizam dispositivos mecânicos, os requisitos de ensaio deverão estar de acordo com a norma do produto considerado ou com uma Aprovação Técnica Europeia.

(6) Para a transmissão ao betão das forças de pré-esforço, ver 8.10.

#### 8.4.2 Tensão de rotura da aderência

- (1) P A tensão de rotura da aderência deve ser suficiente para evitar uma rotura de aderência.
- (2) O valor de cálculo da tensão de rotura da aderência,  $f_{bd}$ , para varões de alta aderência poderá ser considerado igual a:

$$f_{bd} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd} \quad (8.2)$$

em que:

$f_{ctd}$  valor de cálculo da resistência do betão à tracção, de acordo com 3.1.6(2)P. Devido à crescente fragilidade do betão com o aumento da resistência,  $f_{ctk,0,05}$  deverá ser limitado, para o presente efeito, ao valor correspondente à classe C60/75, a não ser que possa ser verificado que a tensão de rotura média da aderência aumenta para além deste limite;

$\eta_1$  coeficiente relacionado com as condições de aderência e com a posição do varão durante a betonagem (ver a Figura 8.2):

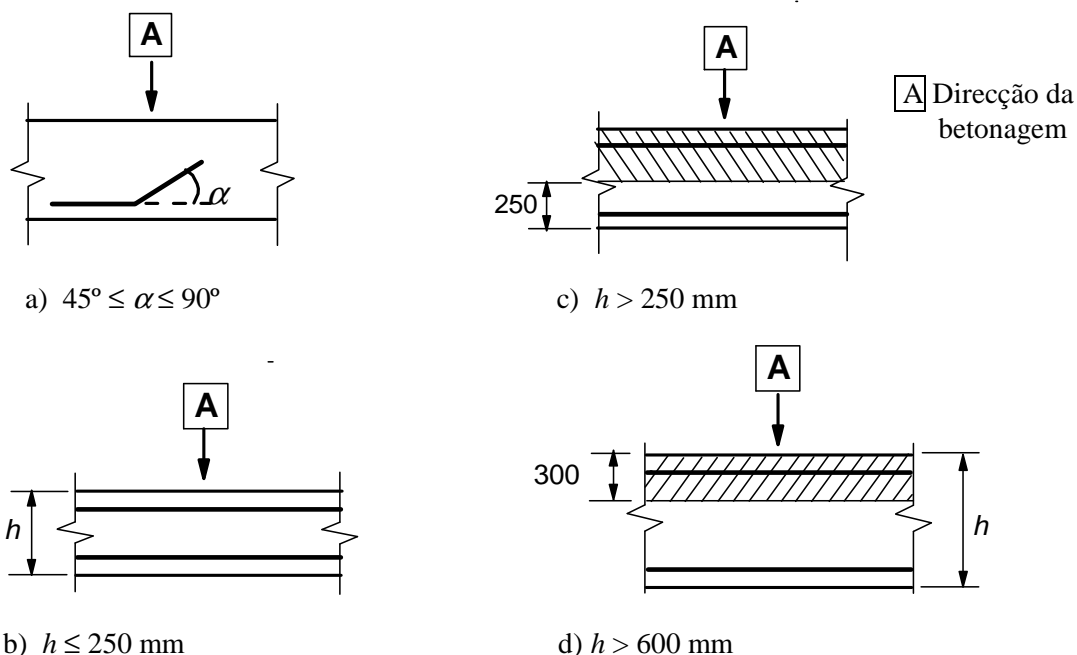
$\eta_1 = 1,0$  para condições de “boa” aderência;

$\eta_1 = 0,7$  para todos os outros casos e para varões em elementos estruturais construídos com cofragens deslizantes, a não ser que se possa demonstrar que as condições são de “boa” aderência;

$\eta_2$  relacionado com o diâmetro do varão:

$\eta_2 = 1,0$  para  $\phi \leq 32$  mm

$\eta_2 = (132 - \phi)/100$  para  $\phi > 32$  mm



a) e b) condições de “boa” aderência para todos os varões

c) e d) zona não tracejada – condições de “boa” aderência  
zona tracejada – condições de “fraca” aderência

Figura 8.2 – Representação de condições de aderência

### 8.4.3 Comprimento de amarração de referência

(1)P O cálculo do comprimento de amarração necessário deve ter em consideração o tipo de aço e as propriedades de aderência dos varões.

(2) O comprimento de amarração de referência,  $l_{b,rqd}$ , necessário para amarrar a força  $A_s \sigma_{sd}$  instalada num varão recto, admitindo uma tensão de aderência constante igual a  $f_{bd}$ , é igual a:

$$l_{b,rqd} = (\phi / 4) (\sigma_{sd} / f_{bd}) \quad (8.3)$$

em que  $\sigma_{sd}$  é o valor de cálculo da tensão na secção do varão a partir da qual é medido o comprimento de amarração.

Valores de  $f_{bd}$  são indicados em 8.4.2.

(3) No caso de varões dobrados, o comprimento de amarração de referência,  $l_{b,rqd}$ , e o comprimento de cálculo,  $l_{bd}$ , deverão ser medidos ao longo do eixo do varão (ver a Figura 8.1a).

(4) Quando as redes electrossoldadas são formadas por fios ou varões duplos, o diâmetro,  $\phi$ , na expressão (8.3) deverá ser substituído pelo diâmetro equivalente  $\phi_n = \phi\sqrt{2}$ .

### 8.4.4 Comprimento de amarração de cálculo

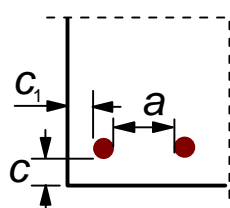
(1) O comprimento de amarração de cálculo,  $l_{bd}$ , é obtido por:

$$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,rqd} \geq l_{b,min} \quad (8.4)$$

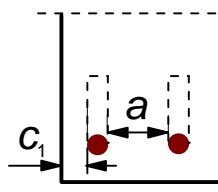
em que  $\alpha_1$ ,  $\alpha_2$ ,  $\alpha_3$ ,  $\alpha_4$  e  $\alpha_5$  são coeficientes indicados no Quadro 8.2:

$\alpha_1$  tem em conta o efeito da forma dos varões admitindo um recobrimento adequado (ver a Figura 8.1);

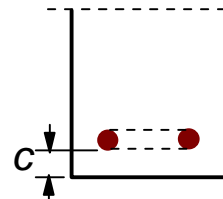
$\alpha_2$  tem em conta o efeito do recobrimento mínimo de betão (ver a Figura 8.3);



a) Varões rectos  
 $c_d = \min (a/2, c_1, c)$



b) Cotovelos ou ganchos  
 $c_d = \min (a/2, c_1)$



c) Laços  
 $c_d = c$

Figura 8.3 – Valores de  $c_d$  para vigas e lajes

$\alpha_3$  tem em conta o efeito de cintagem das armaduras transversais;

$\alpha_4$  tem em conta a influência de um ou mais varões transversais soldados ( $\phi_t > 0,6 \phi$ ) ao longo do comprimento de amarração de cálculo  $l_{bd}$  (ver também 8.6);

$\alpha_5$  tem em conta o efeito da pressão ortogonal ao plano de fendimento ao longo do comprimento de amarração de cálculo;



o produto  $(\alpha_2\alpha_3\alpha_5)$  é  $\geq 0,7$ ; (8.5)

$l_{b,rqd}$  obtido pela expressão (8.3);

$l_{b,min}$  comprimento de amarração mínimo se não existir nenhuma outra limitação:

– para amarrações de varões traccionados:  $l_{b,min} \geq \max\{0,3l_{b,rqd}; 10\phi; 100 \text{ mm}\}$ ; (8.6)

– para amarrações de varões comprimidos:  $l_{b,min} \geq \max\{0,6l_{b,rqd}; 10\phi; 100 \text{ mm}\}$ . (8.7)

(2) Em alternativa e como simplificação de 8.4.4(1), poderá adoptar-se, para os tipos de amarração representados na Figura 8.1, um comprimento de amarração equivalente,  $l_{b,eq}$ .  $l_{b,eq}$ , definido nessa mesma figura, poderá ser considerado igual a:

–  $\alpha_1 l_{b,rqd}$  para os tipos representados nas Figuras 8.1b a 8.1d (ver o Quadro 8.2 para os valores de  $\alpha_1$ );

–  $\alpha_4 l_{b,rqd}$  para os tipos representados na Figura 8.1e (ver o Quadro 8.2 para os valores de  $\alpha_4$ );

em que:

$\alpha_1$  e  $\alpha_4$  definidos em (1);

$l_{b,rqd}$  obtido pela expressão (8.3).

Quadro 8.2 – Valores dos coeficientes  $\alpha_1$ ,  $\alpha_2$ ,  $\alpha_3$ ,  $\alpha_4$  e  $\alpha_5$

Factor de influência	Tipo de amarração	Armadura para betão armado	
		Traccionada	Comprimida
Forma dos varões	Recta	$\alpha_1 = 1,0$	$\alpha_1 = 1,0$
	Outra, não recta (ver a Figura 8.1(b), (c) e (d))	$\alpha_1 = 0,7$ se $c_d > 3\phi$ caso contrário $\alpha_1 = 1,0$ (ver a Figura 8.3 para os valores de $c_d$ )	$\alpha_1 = 1,0$
Recobrimento das armaduras	Recta	$\alpha_2 = 1 - 0,15 (c_d - \phi)/\phi$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	$\alpha_2 = 1,0$
	Outra, não recta (ver a Figura 8.1(b), (c) e (d))	$\alpha_2 = 1 - 0,15 (c_d - 3\phi)/\phi$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$ (ver a Figura 8.3 para os valores de $c_d$ )	$\alpha_2 = 1,0$
Cintagem das armaduras transversais não soldadas à armadura principal	Todos os tipos	$\alpha_3 = 1 - K\lambda$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	$\alpha_3 = 1,0$
Cintagem das armaduras transversais soldadas <sup>*)</sup>	Todos os tipos, posições e diâmetros, como representado na Figura 8.1(e)	$\alpha_4 = 0,7$	$\alpha_4 = 0,7$
Cintagem por compressão transversal	Todos os tipos	$\alpha_5 = 1 - 0,04p$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	-

em que:

$$\lambda = (\Sigma A_{st} - \Sigma A_{st,min}) / A_s ;$$

$\Sigma A_{st}$  área da secção transversal das armaduras transversais ao longo do comprimento de amarração de cálculo ;

$\Sigma A_{st,min}$  área mínima da secção das armaduras transversais:  
= 0,25  $A_s$  para vigas e 0 para lajes;

$A_s$  área da secção de um único varão amarrado, de diâmetro máximo;

$K$  valores indicados na Figura 8.4;

$p$  pressão transversal [MPa] no estado limite último ao longo de  $l_{bd}$ .

<sup>\*)</sup> Ver também 8.6: No caso de apoios directos,  $l_{bd}$  poderá ser considerado inferior a  $l_{b,min}$  desde que pelo menos um fio transversal soldado exista no interior do apoio. Este fio deverá estar pelo menos a 15 mm da face do apoio.

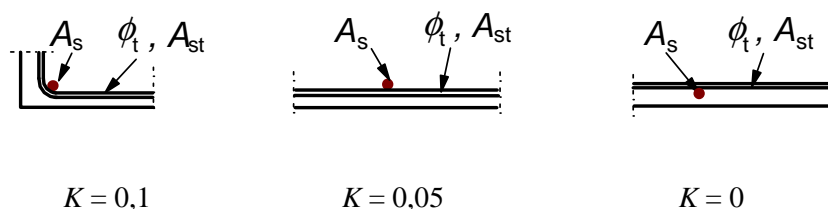


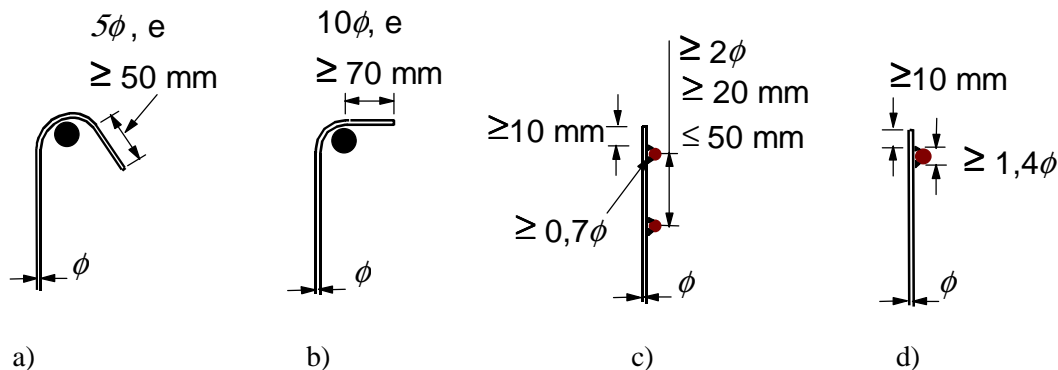
Figura 8.4 – Valores de  $K$  para vigas e lajes

### 8.5 Amarração de cintas e de armaduras de esforço transverso

(1) A amarração de cintas e de armaduras de esforço transverso deverá em geral ser efectuada por meio de cotovelos e ganchos ou através de armaduras transversais soldadas. Deverá colocar-se um varão no interior do gancho ou cotovelo.

(2) A amarração deverá obedecer à Figura 8.5. A soldadura deverá ser efectuada de acordo com a EN ISO 17660 e ter uma capacidade resistente de acordo com 8.6(2).

**NOTA:** Para a definição dos ângulos de dobragem, ver a Figura 8.1.



**NOTA:** Nos casos c) e d), o recobrimento não deverá ser inferior a  $3\phi$  ou a 50 mm.

Figura 8.5 – Amarração de cintas

### 8.6 Amarração por meio de varões soldados

(1) Poderá realizar-se uma amarração, para além das representadas em 8.4 e 8.5, por meio de varões transversais soldados (ver a Figura 8.6) apoiados no betão. Deverá demonstrar-se que a qualidade das ligações soldadas é a adequada.

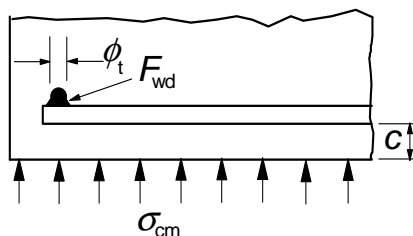


Figura 8.6 – Varão transversal soldado como dispositivo de amarração

(2) A capacidade de amarração de um varão transversal soldado (de diâmetro compreendido entre 14 mm e 32 mm) e soldado no lado interior do varão principal, é  $F_{btd}$ . Na expressão (8.3),  $\sigma_{sd}$  poderá então ser reduzido pelo factor  $F_{btd}/A_s$ , em que  $A_s$  é a área da secção do varão.

**NOTA:** O valor de  $F_{btd}$  a utilizar num determinado país poderá ser indicado no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado é:

$$F_{btd} = l_{td} \phi \sigma_{td}, \text{ mas não superior a } F_{wd} \quad (8.8N)$$

em que:

$F_{wd}$  valor de cálculo da resistência ao corte da soldadura (obtida por  $A_s f_{yd}$  multiplicado por um coeficiente; por exemplo,  $0,5 A_s f_{yd}$  em que  $A_s$  é a área da secção transversal do varão amarrado e  $f_{yd}$  o valor de cálculo da sua tensão de cedência);

$l_{td}$  comprimento de cálculo do varão transversal:  $l_{td} = 1,16 \phi (f_{yd}/\sigma_{td})^{0,5} \leq l_t$ ;

$l_t$  comprimento do varão transversal, não superior ao espaçamento dos varões a amarrar;

$\phi$  diâmetro do varão transversal;

$\sigma_{td}$  tensão no betão;  $\sigma_{td} = (f_{ctd} + \sigma_{cm})/y \leq 3 f_{ctd}$ ;

$\sigma_{cm}$  compressão no betão na direcção perpendicular aos dois varões (valor médio, positivo para compressão);

$y$  uma função:  $y = 0,015 + 0,14 e^{(-0,18x)}$ ;

$x$  uma função que tem em conta a geometria:  $x = 2 (c/\phi) + 1$ ;

$c$  recobrimento das armaduras na direcção perpendicular aos dois varões.

(3) Se dois varões de diâmetros iguais forem soldados em lados opostos do varão a amarrar, a capacidade calculada com base em 8.6(2) poderá ser duplicada desde que o recobrimento do varão exterior esteja de acordo com a secção 4.

(4) Se dois varões forem soldados do mesmo lado, com um espaçamento mínimo de  $3\phi$ , a capacidade deverá ser multiplicada por um factor 1,41.

(5) Para varões com diâmetros nominais iguais ou inferiores a 12 mm, a capacidade de amarração de um varão cruzado soldado depende, principalmente, da resistência de cálculo da ligação soldada. Poderá ser calculada da seguinte forma:

$$F_{btd} = F_{wd} \leq 16 A_s f_{cd} \phi_t / \phi \quad (8.9)$$

em que:

$F_{wd}$  valor de cálculo da resistência ao corte da soldadura (ver 8.6(2));

$\phi$  diâmetro nominal do varão transversal:  $\phi \leq 12$  mm;

$\phi_t$  diâmetro nominal do varão a amarrar:  $\phi_t \leq 12$  mm.

No caso de se utilizarem dois varões transversais soldados espaçados no mínimo de  $\phi$ , a capacidade de amarração obtida pela expressão (8.9) deverá ser multiplicada por um factor 1,41.

## **8.7 Sobreposições e acopladores**

### **8.7.1 Generalidades**

(1)P A transmissão dos esforços de um varão para outro é realizada por:

- sobreposição de varões, com ou sem cotovelos ou ganchos;
- soldadura;
- dispositivos mecânicos que asseguram simultaneamente a transferência dos esforços de tracção e de compressão ou apenas de compressão.

### **8.7.2 Sobreposições**

(1)P As sobreposições de varões devem ser tais que:

- assegurem a transmissão dos esforços de um varão para outro;
- evitem o destacamento do betão na vizinhança das emendas;
- evitem a ocorrência de fendas largas que prejudiquem o desempenho da estrutura.

(2) Em geral:

- as sobreposições deverão ser desfasadas e não ficar localizadas em zonas de momentos/esforços elevados (por exemplo, rótulas plásticas). Excepções são indicadas em (4);
- as sobreposições deverão ser dispostas de maneira simétrica, seja qual for a secção.

(3) A disposição de varões sobrepostos deverá ser conforme à Figura 8.7:

- a distância livre entre as emendas de varões não deverá ser superior a  $4\phi$  ou 50 mm; caso contrário, o comprimento de sobreposição deverá ser aumentado de um comprimento igual à distância livre entre os varões;
- a distância na direcção longitudinal entre duas sobreposições adjacentes não deverá ser inferior a 0,3 vezes o comprimento de sobreposição,  $l_0$ ;
- no caso de sobreposições adjacentes, a distância livre entre varões adjacentes não deverá ser inferior a  $2\phi$  ou 20 mm.

(4) Quando as disposições são conformes a (3), a percentagem admissível de varões traccionados sobrepostos poderá ser de 100 %, desde que todos os varões estejam dispostos numa camada. No caso de os varões estarem dispostos em várias camadas, aquela percentagem deverá ser reduzida para 50 %.

Todos os varões comprimidos e as armaduras secundárias (de distribuição) poderão ser sobrepostos numa única secção.

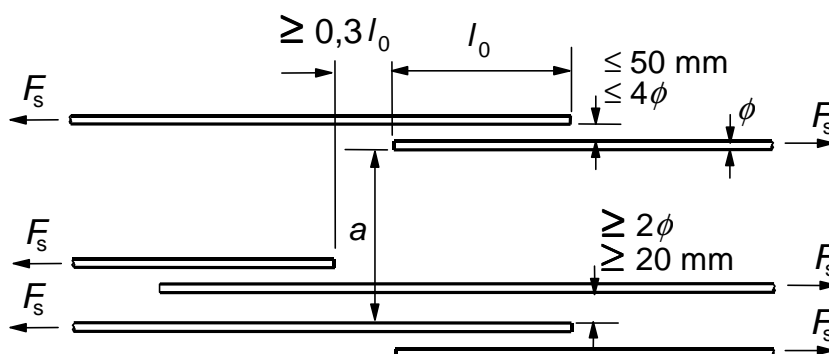


Figura 8.7 – Sobreposições adjacentes

### 8.7.3 Comprimento de sobreposição

(1) O comprimento de sobreposição é obtido por:

$$l_0 = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_5 \alpha_6 l_{b,rqd} \geq l_{0,min} \quad (8.10)$$

em que:

$l_{b,rqd}$  calculado pela expressão (8.3);

$$l_{0,min} \geq \max \{ 0,3 \alpha_6 l_{b,rqd}; 15\phi; 200 \text{ mm} \} \quad (8.11)$$

Os valores de  $\alpha_1$ ,  $\alpha_2$ ,  $\alpha_3$  e  $\alpha_5$  poderão ser obtidos no Quadro 8.2; no entanto, para o cálculo de  $\alpha_3$ ,  $\Sigma A_{st,min}$  deverá ser considerado igual a  $1,0A_s(\sigma_{sd} / f_{yd})$ , em que  $A_s$  = área de um dos varões sobrepostos.

$\alpha_6 = (\rho_1/25)^{0,5}$  mas não superior a 1,5 nem inferior a 1,0, em que  $\rho_1$  é a percentagem de varões emendados a uma distância inferior a  $0,65 l_0$  da secção média da sobreposição considerada (ver a Figura 8.8). Os valores de  $\alpha_6$  são indicados no Quadro 8.3.

Quadro 8.3 – Valores do coeficiente  $\alpha_6$

Percentagem de varões sobrepostos em relação à área total da secção transversal	< 25 %	33 %	50 %	>50 %
$\alpha_6$	1	1,15	1,4	1,5
<b>NOTA:</b> Valores intermédios poderão ser obtidos por interpolação.				

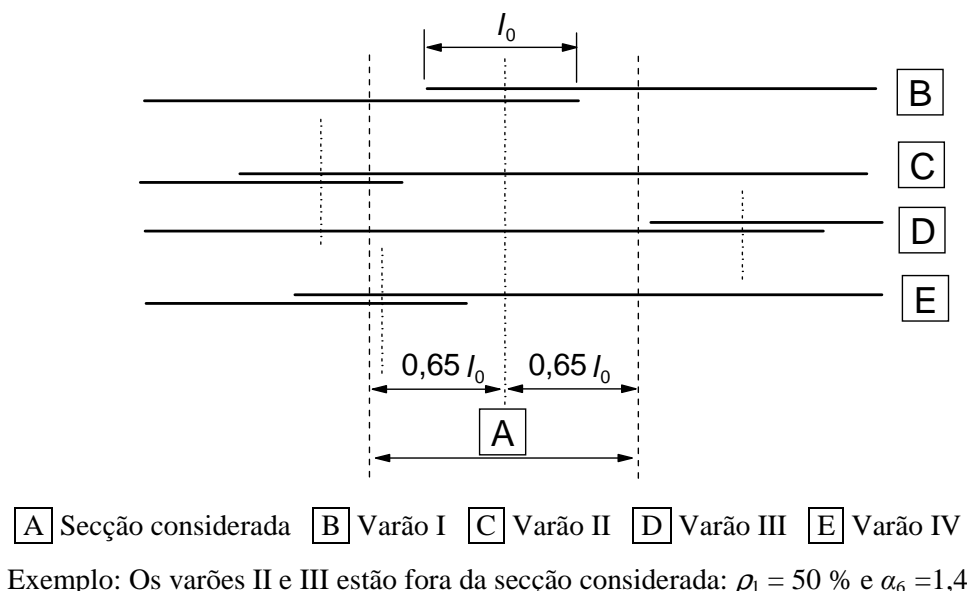


Figura 8.8 – Percentagem de sobreposições a considerar numa dada secção de sobreposição

#### 8.7.4 Armadura transversal numa zona de sobreposições

##### 8.7.4.1 Armadura transversal no caso de varões traccionados

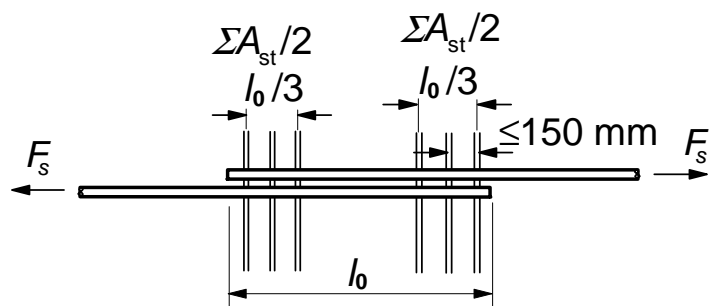
- (1) É necessária uma armadura transversal nas sobreposições para resistir às forças de tracção transversais.
- (2) Quando o diâmetro,  $\phi$ , dos varões sobrepostos é inferior a 20 mm, ou quando a percentagem de varões sobrepostos em qualquer secção é inferior a 25 %, poderá considerar-se, sem outras justificações, que as armaduras transversais necessárias por outros motivos são suficientes para equilibrar as forças de tracção transversais.
- (3) Quando o diâmetro,  $\phi$ , dos varões sobrepostos for igual ou superior a 20 mm, a armadura transversal deverá ter uma área total,  $\Sigma A_{st}$  (soma de todos os ramos paralelos à camada dos varões emendados) não inferior à área  $A_s$  de um dos varões da sobreposição ( $\Sigma A_{st} \geq 1,0 A_s$ ). Os varões transversais deverão ser colocados perpendicularmente à direcção da sobreposição e entre esta e a superfície do betão.

Se mais de 50 % das armaduras estiverem sobrepostas numa determinada secção e a distância,  $a$ , entre sobreposições adjacentes numa secção for  $\leq 10\phi$  (ver a Figura 8.7), as armaduras transversais deverão ser constituídas por cintas, estribos ou ganchos amarrados no interior da secção.

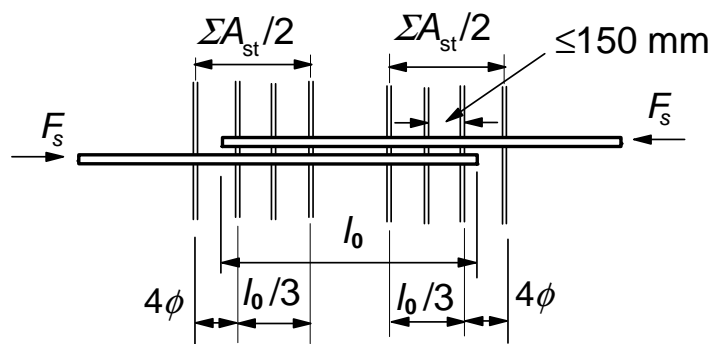
- (4) A armadura transversal referida em (3) deverá estar localizada nas secções extremas da sobreposição, como representado na Figura 8.9(a).

##### 8.7.4.2 Armadura transversal no caso de varões comprimidos permanentemente

- (1) Adicionalmente às regras relativas a varões traccionados, deverá ser colocado, fora de cada extremo da sobreposição e a uma distância inferior a  $4\phi$  das suas extremidades, um varão da armadura transversal (ver a Figura 8.9b)).



a) varões traccionados



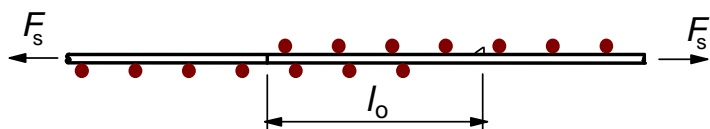
b) varões comprimidos

Figura 8.9 – Armadura transversal para emendas por sobreposição

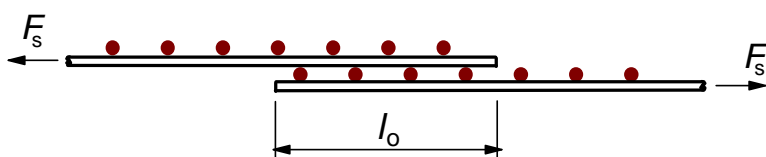
### 8.7.5 Sobreposições de redes electrossoldadas de fios de alta aderência

#### 8.7.5.1 Sobreposições da armadura principal

(1) As sobreposições poderão ser feitas com os painéis no mesmo plano ou dispostos em planos diferentes (ver a Figura 8.10).



a) sobreposição de painéis no mesmo plano (corte longitudinal)



b) sobreposição de painéis em planos diferentes (corte longitudinal)

Figura 8.10 – Sobreposição de redes electrossoldadas



- (2) Nos casos que envolvem fadiga, deverá adoptar-se uma sobreposição de painéis no mesmo plano.
- (3) No caso de painéis sobrepostos no mesmo plano, a sobreposição dos varões longitudinais principais deverá obedecer ao disposto em 8.7.2. O efeito favorável dos varões transversais deverá ser ignorado: considerando-se, portanto,  $\alpha_3 = 1,0$ .
- (4) 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.
- (5) No caso em que a condição (4) não seja satisfeita, a altura útil a considerar na verificação da resistência à flexão de acordo com 6.1 deverá referir-se à camada mais afastada da face traccionada. Além disso, na verificação da largura de fendas junto à extremidade da sobreposição, a tensão no caso a considerar nos Quadros 7.2 e 7.3 deverá ser aumentada de 25 % para ter em conta o efeito da descontinuidade nas extremidades da sobreposição.
- (6) A percentagem da armadura principal que poderá ser sobreposta em qualquer secção deverá obedecer ao seguinte:

Para painéis sobrepostos no mesmo plano, aplicam-se os valores indicados no Quadro 8.3.

Para painéis sobrepostos em planos diferentes, a percentagem admissível da armadura principal que poderá ser emendada por sobreposição em qualquer secção depende da área da secção transversal das armaduras da rede electrossoldada utilizada  $(A_s/s)_{\text{prov}}$ , em que  $s$  é o espaçamento dos fios:

- 100 % se  $(A_s/s)_{\text{prov}} \leq 1200 \text{ mm}^2/\text{m}$ ;
- 60 % se  $(A_s/s)_{\text{prov}} > 1200 \text{ mm}^2/\text{m}$ .

As emendas dos vários painéis deverão estar afastadas, pelo menos,  $1,3l_0$  ( $l_0$  é determinado a partir de 8.7.3).

- (7) Não são necessárias armaduras transversais adicionais na zona de sobreposição.

#### 8.7.5.2 Sobreposições das armaduras secundárias ou de distribuição

- (1) Todas as armaduras secundárias poderão ser sobrepostas numa mesma secção.

Os valores mínimos do comprimento de sobreposição  $l_0$  são indicados no Quadro 8.4; o comprimento de sobreposição de dois varões secundários deverá cruzar dois varões principais.

Quadro 8.4 – Comprimentos de sobreposição necessários de fios secundários de redes

Diâmetro dos fios secundários (mm)	Comprimentos de sobreposição
$\phi \leq 6$	$\geq 150 \text{ mm}$ ; pelo menos 1 espaçamento de rede (2 varões principais) no comprimento de sobreposição
$6 < \phi \leq 8,5$	$\geq 250 \text{ mm}$ ; pelo menos 2 espaçamentos de rede (3 varões principais) no comprimento de sobreposição
$8,5 < \phi \leq 12$	$\geq 350 \text{ mm}$ ; pelo menos 2 espaçamentos de rede (3 varões principais) no comprimento de sobreposição

## 8.8 Regras adicionais para varões de grande diâmetro

(1) Para varões de diâmetro superior a  $\phi_{\text{large}}$ , as regras seguintes acrescentam-se às indicadas em 8.4 e 8.7.

**NOTA:** O valor de  $\phi_{\text{large}}$  a utilizar num determinado país poderá ser indicado no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado é 32 mm.

(2) Quando se utilizam varões de grande diâmetro, o controlo da fendilhação poderá obter-se quer por meio de armaduras de pele (ver 9.2.4) quer por meio de cálculo (ver 7.3.4).

(3) Quando se utilizam varões de grande diâmetro, os esforços de fendimento são mais elevados e a acção de cavilha é maior. Este tipo de varão deverá ser amarrado por dispositivos mecânicos. Em alternativa, poderão ser amarrados como varões rectos, mas deverão utilizar-se cintas ou estribos como armadura de cintagem.

(4) De uma forma geral, os varões de grande diâmetro não deverão ser emendados por sobreposição. Exceptua-se o caso de secções com uma dimensão mínima de 1,0 m ou quando a tensão nas armaduras não excede 80 % da resistência última de cálculo.

(5) Deverá utilizar-se uma armadura transversal, adicional à armadura de esforço transversal, nas zonas de amarração em que não exista compressão transversal.

(6) Para comprimentos de amarração rectos (ver a Figura 8.11 para as notações utilizadas), a área da secção das armaduras adicionais referidas em (5) não deverá ser inferior aos seguintes valores:

– na direcção paralela à face traccionada:

$$A_{sh} = 0,25 A_s n_1 \quad (8.12)$$

– na direcção perpendicular à face traccionada:

$$A_{sv} = 0,25 A_s n_2 \quad (8.13)$$

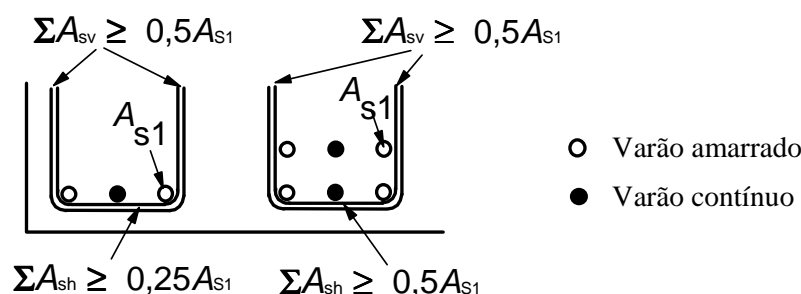
em que:

$A_s$  área da secção transversal do varão amarrado;

$n_1$  número de camadas de amarração de varões na mesma secção do elemento;

$n_2$  número de varões amarrados em cada camada.

(7) As armaduras transversais adicionais deverão ser uniformemente distribuídas na zona de amarração com um espaçamento dos varões que não deverá exceder 5 vezes o diâmetro das armaduras longitudinais.



**EXEMPLO:** No caso à esquerda  $n_1 = 1$ ,  $n_2 = 2$  e no caso à direita  $n_1 = 2$ ,  $n_2 = 2$

Figura 8.11 – Armadura adicional numa amarração de varões de grande diâmetro quando não existe compressão transversal

(8) No caso de armaduras de pele, aplica-se o disposto em 9.2.4, mas a área dessas armaduras não deverá ser inferior a  $0,01 A_{ct,ext}$  na direcção perpendicular aos varões de grande diâmetro e a  $0,02 A_{ct,ext}$  na direcção paralela a esses varões.

## **8.9 Agrupamento de varões**

### **8.9.1 Generalidades**

(1) Salvo indicação em contrário, as regras relativas a varões isolados também se aplicam aos agrupamentos de varões. Os varões de um agrupamento deverão ter as mesmas características (tipo e classe). Poderão agrupar-se varões com diferentes diâmetros desde que a relação entre diâmetros não exceda 1,7.

(2) Para efeitos de cálculo, o agrupamento é considerado como um varão equivalente com área de secção e centro de gravidade iguais aos do agrupamento. O diâmetro equivalente,  $\phi_n$ , desse varão é:

$$\phi_n = \phi \sqrt{n_b} \leq 55 \text{ mm} \quad (8.14)$$

em que:

$n_b$  número de varões do agrupamento, limitado aos valores seguintes:

$n_b \leq 4$  no caso de varões verticais comprimidos e dos varões numa emenda por sobreposição;

$n_b \leq 3$  nos restantes casos.

(3) No caso de um agrupamento, aplicam-se as regras indicadas em 8.2 para o espaçamento dos varões. O diâmetro equivalente,  $\phi_n$ , deverá ser adoptado mas 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  $\phi_n$ .

(4) Quando dois varões em contacto entre si estão dispostos um sobre o outro, e para boas condições de aderência, não é necessário considerar esses varões como um agrupamento.

### **8.9.2 Amarração de agrupamentos de varões**

(1) Os agrupamentos de varões traccionados poderão ser interrompidos nos apoios de extremidade e intermédios. Os agrupamentos com um diâmetro equivalente  $< 32$  mm poderão ser interrompidos junto de um apoio sem necessidade de desfasar a interrupção de varões. Os agrupamentos com um diâmetro equivalente  $\geq 32$  mm, amarrados junto de um apoio, deverão ter uma interrupção de varões desfasada na direcção longitudinal como representado na Figura 8.12.

(2) Quando os varões individuais têm amarrações desfasadas de uma distância superior a  $1,3 l_{b,rqd}$  (em que  $l_{b,rqd}$  é determinado em função do diâmetro do varão), o diâmetro do varão poderá ser utilizado na determinação de  $l_{bd}$  (ver a Figura 8.12). Caso contrário, deverá ser utilizado o diâmetro equivalente do agrupamento,  $\phi_n$ .

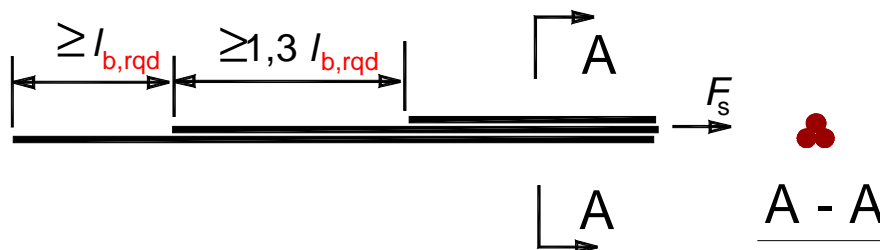


Figura 8.12 – Amarração dos varões de um agrupamento com interrupções muito desfasadas

(3) No caso de agrupamentos de varões comprimidos, não é necessária uma interrupção desfasada dos varões. Para agrupamentos com um diâmetro equivalente  $\geq 32$  mm, deverão utilizar-se pelo menos quatro cintas com um diâmetro  $\geq 12$  mm nas extremidades do agrupamento. Deverá utilizar-se uma cinta adicional imediatamente a seguir à secção de interrupção do varão.

### 8.9.3 Sobreposição de agrupamentos de varões

(1) O comprimento de sobreposição deverá ser calculado de acordo com 8.7.3 utilizando  $\phi_h$  (como definido em 8.9.1(2)) como o diâmetro equivalente dos varões.

(2) Para agrupamentos de dois varões com um diâmetro equivalente  $< 32$  mm, os varões poderão ser sobrepostos sem desfasamento. Neste caso, o diâmetro equivalente deverá ser utilizado para calcular  $l_0$ .

(3) Para agrupamentos constituídos por dois varões com um diâmetro equivalente  $\geq 32$  mm ou por três varões, a interrupção de cada varão deverá ser desfasada na direcção longitudinal de, pelo menos,  $1,3l_0$ , como representado na Figura 8.13, em que  $l_0$  é o comprimento de sobreposição para um varão. Neste caso, um varão n.º 4 é utilizado como o varão de sobreposição. Deverá assegurar-se que não haja mais do que quatro varões em qualquer secção de sobreposição. Os agrupamentos com mais de três varões não deverão ser sobrepostos.

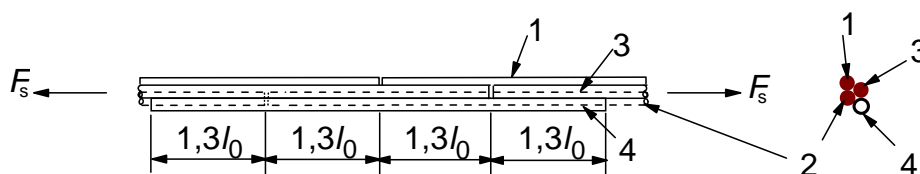


Figura 8.13 – Emenda por sobreposição de varões em tracção, incluindo um quarto varão

## 8.10 Armaduras de pré-esforço

### 8.10.1 Disposição das armaduras de pré-esforço e das bainhas

#### 8.10.1.1 Generalidades

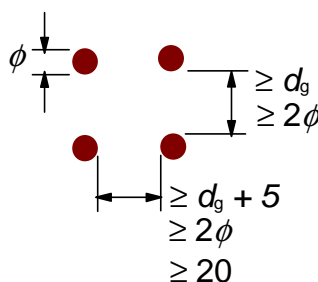
(1)P A distância entre bainhas ou entre armaduras pré-tensionadas deve assegurar uma betonagem e uma compactação do betão correctas assim como obter uma suficiente aderência entre o betão e as armaduras.

### 8.10.1.2 Armaduras pré-tensionadas

(1) As distâncias livres mínimas, na horizontal e na vertical, entre armaduras individuais pré-tensionadas deverão estar de acordo com o representado na Figura 8.14. Poderão utilizar-se outras disposições desde que os resultados dos ensaios revelem um comportamento último satisfatório no que respeita a:

- o betão comprimido na amarração;
- o destacamento do betão;
- a amarração das armaduras pré-tensionadas;
- a betonagem entre as armaduras de pré-esforço.

Deverá ainda prestar-se atenção à durabilidade e ao risco de corrosão das armaduras de pré-esforço nas extremidades dos elementos.



**NOTA:**  $\phi$  é o diâmetro da armadura pré-tensionada e  $d_g$  é a dimensão máxima do agregado.

Figura 8.14 – Distâncias livres mínimas entre armaduras pré-tensionadas

(2) Não deverá haver agrupamentos de armaduras de pré-esforço nas zonas de amarração, a não ser que seja possível assegurar uma betonagem e uma compactação do betão correctas, assim como obter uma suficiente aderência entre o betão e as armaduras.

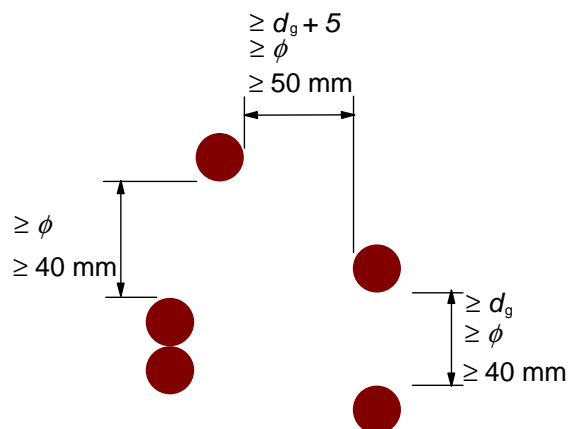
### 8.10.1.3 Bainhas de pré-esforço

(1)P As bainhas para armaduras pós-tensionadas devem ser localizadas e construídas de forma a que:

- a betonagem possa ser realizada em boas condições sem danificar as bainhas;
- o betão possa resistir aos esforços exercidos pelas bainhas nas partes curvas durante e após a tracção das armaduras;
- nenhuma calda penetre noutras bainhas durante o processo de injeção.

(2) Normalmente as bainhas para elementos pós-tensionados não deverão ser agrupadas, excepto no caso de um par de bainhas colocadas verticalmente uma por cima da outra.

(3) As distâncias livres mínimas entre bainhas deverão respeitar o indicado na Figura 8.15.



**NOTA:**  $\phi$  é o diâmetro da bainha pós-tensionada e  $d_g$  é a dimensão máxima do agregado.

Figura 8.15 – Distâncias livres mínimas entre bainhas

## 8.10.2 Amarração de armaduras pré-tensionadas

### 8.10.2.1 Generalidades

(1) Nas regiões de amarração de armaduras pré-tensionadas, deverão considerar-se os seguintes comprimentos de referência, ver a Figura 8.16:

- comprimento de transmissão,  $l_{pt}$ , ao longo do qual a força de pré-esforço ( $P_0$ ) é totalmente transmitida ao betão; ver 8.10.2.2(2);
- comprimento de regularização,  $l_{disp}$ , ao longo do qual as tensões no betão se difundem progressivamente até uma distribuição linear de tensões na secção de betão; ver 8.10.2.2(4);
- comprimento de amarração,  $l_{bpd}$ , ao longo do qual o esforço nas armaduras de pré-esforço  $F_{pd}$  no estado limite último é totalmente transmitido ao betão; ver 8.10.2.3(4) e (5).

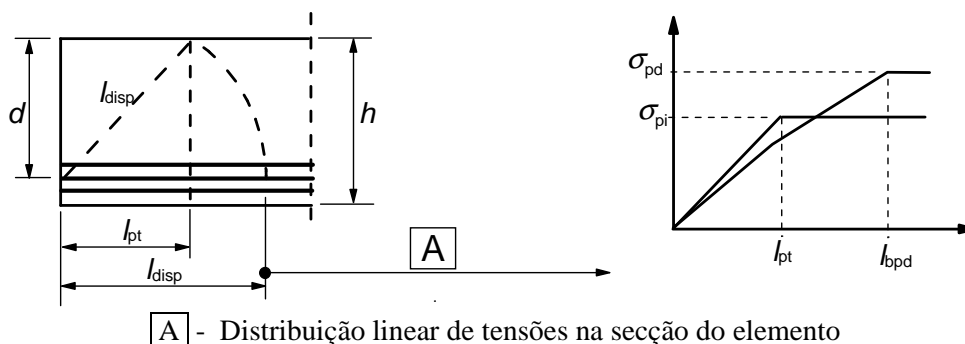


Figura 8.16 – Transferência do pré-esforço em elementos pré-tensionados;  
definição dos comprimentos de referência

### 8.10.2.2 Transferência de pré-esforço

(1) No momento da libertação das armaduras de pré-esforço, poderá considerar-se que o pré-esforço é transferido ao betão por uma tensão de aderência constante,  $f_{bpt}$ , com:

$$f_{bpt} = \eta_{p1} \eta_1 f_{ctd}(t) \quad (8.15)$$

em que:

$\eta_{p1}$  coeficiente que tem em conta o tipo de armadura de pré-esforço e as condições de aderência na libertação das armaduras:

$\eta_{p1} = 2,7$  para fios indentados;

$\eta_{p1} = 3,2$  para cordões de 3 e 7 fios;

$\eta_1 = 1,0$  para condições de boa aderência (ver 8.4.2);

= 0,7 noutros casos, a não ser que se possa justificar um valor mais elevado tendo em conta condições especiais de execução;

$f_{ctd}(t)$  valor de cálculo da resistência do betão à tracção no momento da libertação:

$$f_{ctd}(t) = \alpha_{ct} \cdot 0,7 \cdot f_{ctm}(t) / \gamma_c \quad (\text{ver também 3.1.2(9) e 3.1.6(2)P})$$

**NOTA:** Valores de  $\eta_{p1}$  para tipos de armaduras de pré-esforço que não sejam os acima indicados poderão ser utilizados desde que sujeitos a uma Aprovação Técnica Europeia.

(2) O valor básico do comprimento de transmissão,  $l_{pt}$ , é obtido por:

$$l_{pt} = \alpha_1 \alpha_2 \phi \sigma_{pm0} / f_{bpt} \quad (8.16)$$

em que:

$\alpha_1 = 1,0$  no caso de uma libertação gradual;

= 1,25 no caso de uma libertação súbita;

$\alpha_2 = 0,25$  para armaduras de secção circular;

= 0,19 para cordões de 3 e 7 fios;

$\phi$  diâmetro nominal da armadura;

$\sigma_{pm0}$  tensão na armadura imediatamente após a libertação.

(3) O valor de cálculo do comprimento de transmissão deverá ser, em função da situação de projecto considerada, como o menos favorável dos dois valores seguintes:

$$l_{pt1} = 0,8 l_{pt} \quad (8.17)$$

ou

$$l_{pt2} = 1,2 l_{pt} \quad (8.18)$$

**NOTA:** Normalmente, o valor mais baixo é utilizado para as verificações das tensões locais no momento da libertação e o valor mais elevado para os estados limites últimos (esforço transversal, amarração, etc.).

(4) Poderá considerar-se que as tensões no betão têm uma distribuição linear a partir do comprimento de regularização, ver a Figura 8.16:

$$l_{disp} = \sqrt{l_{pt}^2 + d^2} \quad (8.19)$$

(5) Poderão considerar-se outros modos alternativos de regularização do pré-esforço, se devidamente justificados e se o comprimento de transmissão for modificado em conformidade.

### 8.10.2.3 Amarração das armaduras de pré-esforço no estado limite último

(1) A amarração das armaduras de pré-esforço deverá ser verificada nas secções em que a tensão de tracção no betão é superior a  $f_{ctk,0,05}$ . A força de pré-esforço deverá ser calculada considerando a secção fendilhada, incluindo o efeito do esforço transversal de acordo com 6.2.3(7); ver também 9.2.1.3. Quando a tensão de tracção do betão é inferior a  $f_{ctk,0,05}$ , não é necessária a verificação da amarração.

(2) A tensão de rotura da aderência da amarração no estado limite último é obtida por:

$$f_{bpd} = \eta_{p2} \eta_1 f_{ctd} \quad (8.20)$$

em que:

$\eta_{p2}$  coeficiente que tem em conta o tipo de armadura de pré-esforço e as condições de aderência na amarração:

$\eta_{p2} = 1,4$  para fios indentados;

$\eta_{p2} = 1,2$  para cordões de 7 fios;

$\eta_1$  como definido em 8.10.2.2(1).

**NOTA:** Valores de  $\eta_{p2}$  para tipos de armaduras que não sejam os acima indicados poderão ser utilizados desde que sujeitos a uma Aprovação Técnica Europeia.

(3) Devido à fragilidade crescente do betão com o aumento da resistência,  $f_{ctk,0,05}$  deverá ser limitado para o presente efeito ao valor correspondente à classe C60/75, a não ser que se possa verificar que a tensão de rotura média da aderência aumenta acima deste limite.

(4) O comprimento de amarração total necessário à amarração de uma armadura de pré-esforço com uma tensão  $\sigma_{pd}$  é:

$$l_{bpd} = l_{pt2} + \alpha_2 \phi (\sigma_{pd} - \sigma_{pm\infty}) / f_{bpd} \quad (8.21)$$

em que:

$l_{pt2}$  valor de cálculo superior do comprimento de transmissão, ver 8.10.2.2(3);

$\alpha_2$  como definido em 8.10.2.2(2);

$\sigma_{pd}$  tensão na armadura correspondente à força descrita em (1);

$\sigma_{pm\infty}$  pré-esforço após todas as perdas.

(5) As tensões nas armaduras de pré-esforço na zona da amarração estão representadas na Figura 8.17.



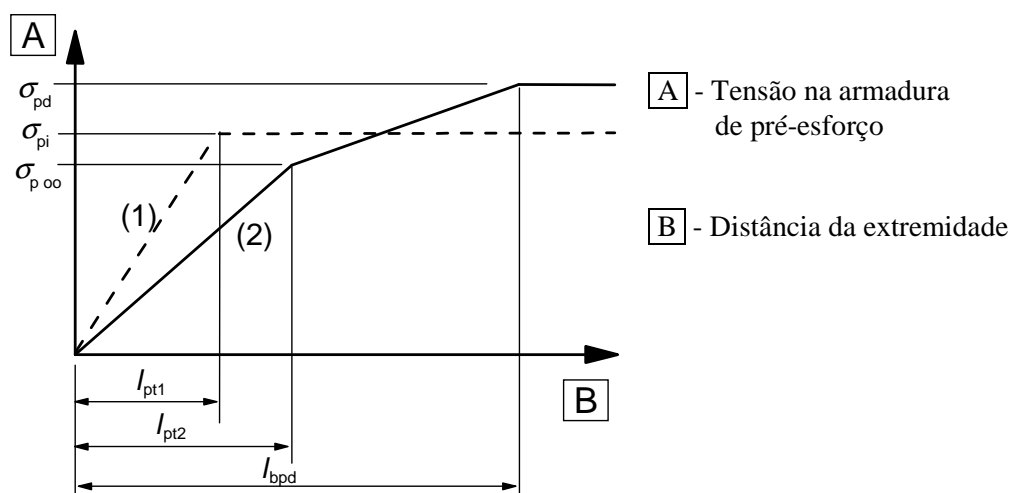


Figura 8.17 – Tensões na zona da amarração de elementos pré-tensionados:  
(1) na liberação das armaduras, (2) no estado limite último

(6) No caso de combinação de armaduras para betão armado e pré-tensionadas, poderão adicionar-se as respectivas capacidades de amarração.

### 8.10.3 Zonas de amarração de elementos pós-tensionados

(1) O cálculo das zonas de amarração deverá ser efectuado de acordo com as regras de aplicação aqui indicadas e em 6.5.3.

(2) Ao considerar os efeitos do pré-esforço como uma força concentrada na zona de amarração, o valor de cálculo do pré-esforço deverá ser conforme 2.4.2.2(3), e deverá adoptar-se o valor característico inferior da resistência do betão à tracção.

(3) As tensões localizadas junto às placas de amarração deverão ser calculadas de acordo com a Aprovação Técnica Europeia aplicável.

(4) As forças de tracção devidas a forças concentradas deverão ser avaliadas por meio de um modelo de escoras e tirantes ou por outros modelos de representação adequados (ver 6.5). As armaduras deverão ser calculadas considerando o valor de cálculo da tensão de cedência. Se a tensão for limitada a 300 MPa, não é necessária a verificação da largura das fendas.

(5) Por simplificação, poderá admitir-se que a força de pré-esforço se difunde com um ângulo de abertura  $2\beta$  (ver a Figura 8.18), começando na extremidade do dispositivo de amarração, em que  $\beta$  poderá ser considerado igual a  $\arctan 2/3$ .

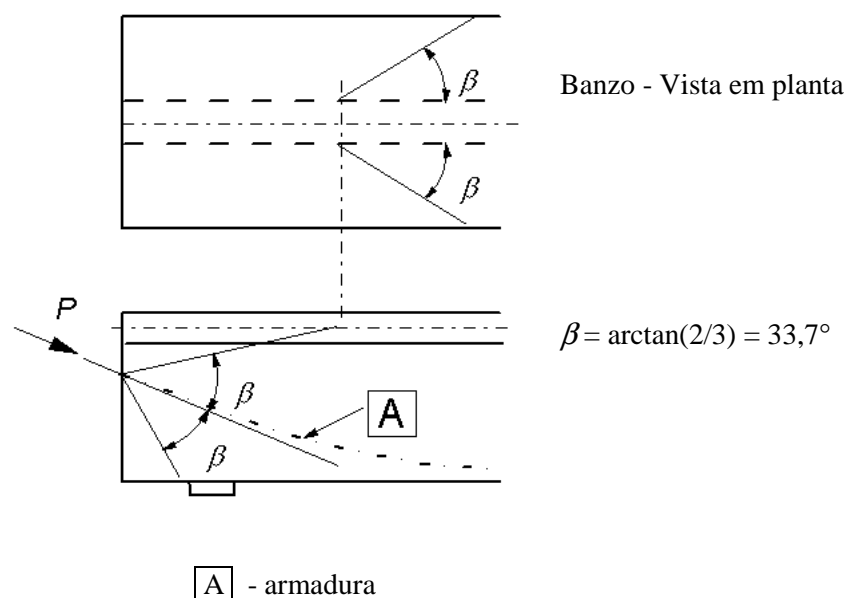


Figura 8.18 – Difusão do pré-esforço

#### 8.10.4 Ancoragens e acopladores para armaduras de pré-esforço

(1)P Os dispositivos de amarração utilizados para armaduras pós-tensionadas devem estar de acordo com os especificados para o sistema de pré-esforço utilizado e, no caso de pré-tensão, os comprimentos de amarração das armaduras devem permitir a transmissão total ao betão do valor de cálculo da força nas armaduras, tendo em conta os efeitos de quaisquer acções repetidas e rapidamente variáveis.

(2)P No caso de utilização de acopladores, estes devem estar de acordo com os especificados para o sistema de pré-esforço utilizado e devem ser colocados – dada a interferência causada por esses dispositivos – de modo a não afectar a capacidade resistente do elemento e a permitir uma colocação satisfatória de qualquer ancoragem temporária que se revele necessária durante a construção.

(3) O cálculo dos efeitos locais no betão e das armaduras transversais deverá obedecer ao estipulado em 6.5 e 8.10.3.

(4) Os acopladores deverão, regra geral, ser colocados afastados dos apoios intermédios.

(5) Deverá evitar-se a utilização numa mesma secção de acopladores em 50 % ou mais das armaduras, a não ser que se possa demonstrar que uma percentagem superior não aumenta o risco para a segurança da estrutura.

#### 8.10.5 Desviadores

(1)P Um desviador deve satisfazer os seguintes requisitos:

- resistir tanto às forças longitudinais como transversais que lhe são aplicadas pela armadura e transmiti-las à estrutura;
- assegurar que o raio de curvatura da armadura de pré-esforço não causa sobretensões na armadura ou danos nesta.

(2)P Nas zonas de desvio, os tubos que constituem as bainhas devem ser capazes de resistir à pressão radial e ao movimento longitudinal das armaduras de pré-esforço, sem danificações e sem afectar o correcto funcionamento das armaduras.

(3)P O raio de curvatura da armadura numa zona de desvio deve estar de acordo com a EN 10138 e as Aprovações Técnicas Europeias aplicáveis.

(4) Poderão admitir-se desvios das armaduras até um ângulo de 0,01 radianos sem a utilização de desviadores. Deverão ser consideradas no cálculo as forças de desvio da variação angular devida a um desviador, de acordo com a Aprovação Técnica Europeia aplicável.

## **9 Disposições construtivas relativas a elementos e regras particulares**

### **9.1 Generalidades**

(1)P Os requisitos de segurança, utilização e durabilidade são satisfeitos com a aplicação das regras indicadas nesta secção 9 para além das regras gerais indicadas noutros locais.

(2) As disposições construtivas relativas a elementos deverão ser consistentes com os modelos de cálculo adoptados.

(3) São especificadas áreas mínimas de armadura de modo a evitar a rotura frágil, a formação de fendas largas e também a resistir às forças devidas a acções de coacção.

*NOTA:* As regras indicadas nesta secção aplicam-se, principalmente, a edifícios de betão armado.

### **9.2 Vigas**

#### **9.2.1 Armaduras longitudinais**

##### **9.2.1.1 Áreas mínima e máxima de armadura**

(1) A área da armadura longitudinal de tracção não deverá ser inferior a  $A_{s,min}$ .

*NOTA 1:* Ver também 7.3 relativamente à área de armadura longitudinal de tracção para controlo da fendilhação.

*NOTA 2:* O valor de  $A_{s,min}$  a utilizar num determinado país poderá ser indicado no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado é obtido pela seguinte expressão:

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_l d \text{ mas não inferior a } 0,0013 b_l d \quad (9.1N)$$

em que:

$b_l$  representa a largura média da zona traccionada; no caso de uma viga em T com os banzos comprimidos, deverá considerar-se apenas a largura da alma no cálculo do valor de  $b_l$ ;

$f_{ctm}$  deverá ser determinado relativamente à classe de resistência aplicável, de acordo com o Quadro 3.1.

Em alternativa, para elementos secundários, para os quais se poderá aceitar um certo risco de rotura frágil,  $A_{s,min}$  poderá ser considerado como 1,2 vezes a área requerida pela verificação em relação ao estado limite último.

(2) As secções com uma quantidade de armaduras inferior a  $A_{s,min}$  deverão considerar-se como não armadas (ver a secção 12).

(3) A área das secções, quer da armadura de tracção quer da armadura de compressão, não deverá ser superior a  $A_{s,max}$ , excluindo as zonas de sobreposição.

*NOTA:* O valor de  $A_{s,max}$  a utilizar num determinado país poderá ser indicado no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado é  $0,04A_c$ .

(4) No caso de elementos pré-esforçados com armaduras permanentemente não aderentes ou com armaduras de pré-esforço exteriores, deverá verificar-se que o momento flector resistente é superior ao momento de fendilhação por flexão. Considera-se suficiente um momento flector resistente igual a 1,15 vezes o momento de fendilhação.

### 9.2.1.2 Outras disposições construtivas

(1) Nas vigas que constituem uma construção monolítica com os seus apoios, mesmo que o cálculo tenha sido realizado para a hipótese de apoios simples, a secção de apoio deverá ser dimensionada para um momento flector correspondente a um encastramento parcial de valor pelo menos igual a  $\beta_1$  do momento flector máximo no vão.

**NOTA 1:** O valor de  $\beta_1$  para vigas a utilizar num determinado país poderá ser indicado no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado é 0,15.

**NOTA 2:** Aplica-se a área mínima da secção das armaduras longitudinais definida em 9.2.1.1(1).

(2) Nos apoios intermédios de vigas contínuas, a área total da armadura de tracção  $A_s$  de uma secção em T deverá ser distribuída ao longo da largura efectiva do banzo (ver 5.3.2). Parte da armadura poderá ser concentrada na largura da alma (ver a Figura 9.1).

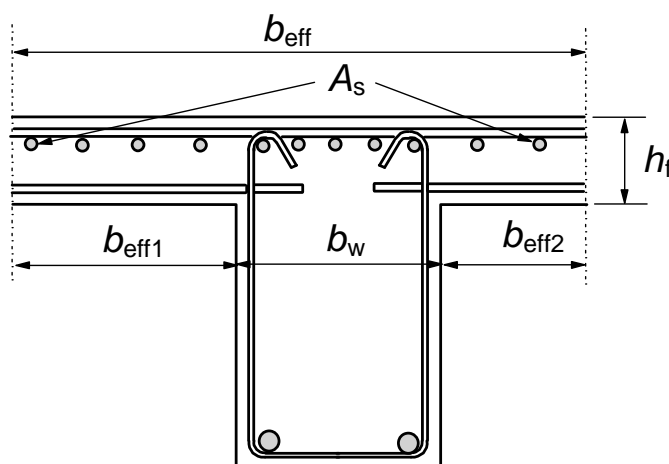


Figura 9.1 – Disposição da armadura de tracção numa secção em T

(3) A armadura longitudinal de compressão (de diâmetro  $\phi$ ) que tenha sido considerada no cálculo da resistência deverá ser envolvida por armaduras transversais com um espaçamento não superior a  $15 \phi$ .

### 9.2.1.3 Dispensa das armaduras longitudinais de tracção

(1) Deverão utilizar-se, em todas as secções, armaduras suficientes para resistir à envolvente da força de tracção actuante, incluindo o efeito das fendas inclinadas nas almas e nos banzos.

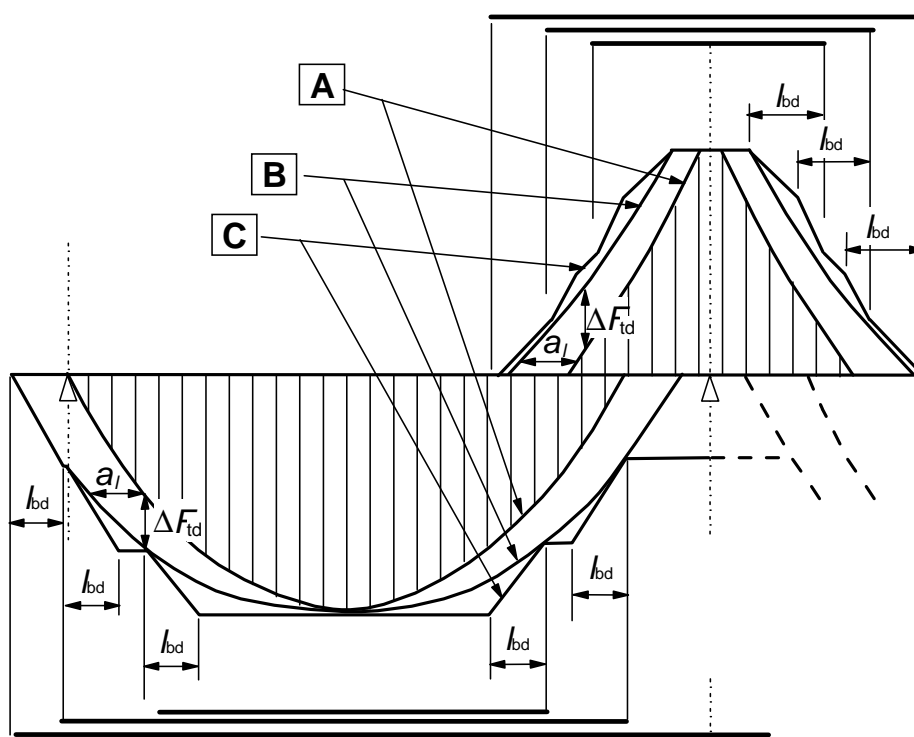
(2) Para elementos com armadura de esforço transversal, a força de tracção adicional,  $\Delta F_{td}$ , deverá ser calculada de acordo com 6.2.3(7). Para elementos sem armadura de esforço transversal,  $\Delta F_{td}$  poderá ser estimado efectuando uma translação do diagrama de momentos de uma distância  $a_1 = d$  de acordo com 6.2.2(5). Esta "regra da translação" poderá também ser utilizada como alternativa para elementos com armadura de esforço transversal, em que:

$$a_1 = z (\cot \phi - \cot \alpha) / 2 \quad (\text{símbolos definidos em 6.2.3}) \quad (9.2)$$

A força de tracção adicional está representada na Figura 9.2.

(3) A resistência dos varões nos seus comprimentos de amarração poderá ser tomada em conta admitindo uma variação linear da força, ver a Figura 9.2. Como simplificação conservativa, esta contribuição poderá ser ignorada.

(4) O comprimento de amarração de um varão inclinado que contribui para a resistência ao esforço transversal não deverá ser inferior a  $1,3 l_{bd}$  na zona de tracção e a  $0,7 l_{bd}$  na zona de compressão. Este comprimento é medido a partir do ponto de intersecção dos eixos do varão inclinado e da armadura longitudinal.



[A] - Envolvente de  $M_{Ed}/z + N_{Ed}$  [B] - força de tracção actuante  $F_s$  [C] - força de tracção resistente  $F_{Rs}$

Figura 9.2 – Representação da interrupção da armadura longitudinal, tendo em conta o efeito das fendas inclinadas e da resistência da armadura nos seus comprimentos de amarração

#### 9.2.1.4 Amarração de armaduras inferiores em apoios extremos

(1) A área da armadura inferior nos apoios extremos considerados no cálculo com grau de encastramento fraco ou nulo deverá ser, pelo menos,  $\beta_2$  da área da armadura existente no vão.

**NOTA:** O valor de  $\beta_2$  para vigas a utilizar num determinado país poderá ser indicado no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado é 0,25.

(2) A força de tracção a amarrar poderá ser determinada de acordo com 6.2.3(7) (elementos com armadura de esforço transversal), incluindo a contribuição do esforço normal caso exista, ou aplicando a regra da translação:

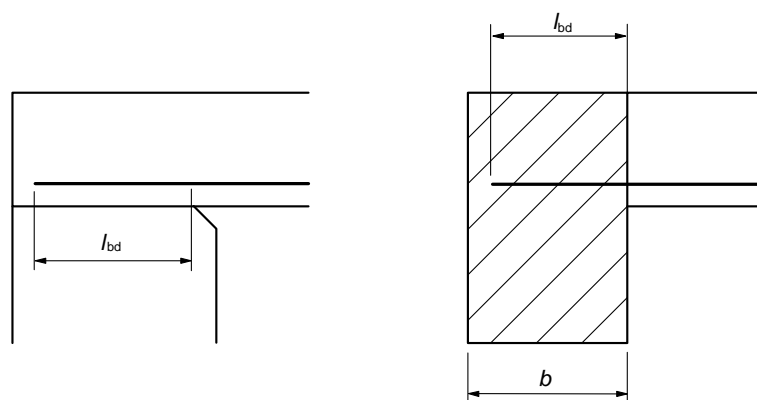
$$F_{Ed} = |V_{Ed}| \cdot a_1 / z + N_{Ed} \quad (9.3)$$

em que:

$N_{Ed}$  esforço normal, a adicionar ou a subtrair à força de tracção;

$a_l$  ver 9.2.1.3(2).

(3) O comprimento de amarração é  $l_{bd}$  de acordo com 8.4.4, medido a partir da linha de contacto entre a viga e o seu apoio. A pressão transversal poderá ser tomada em conta no caso de um apoio directo. Ver a Figura 9.3.



a) Apoio directo: viga apoiada numa parede ou num pilar

b) Apoio indirecto: viga com apoio noutra viga

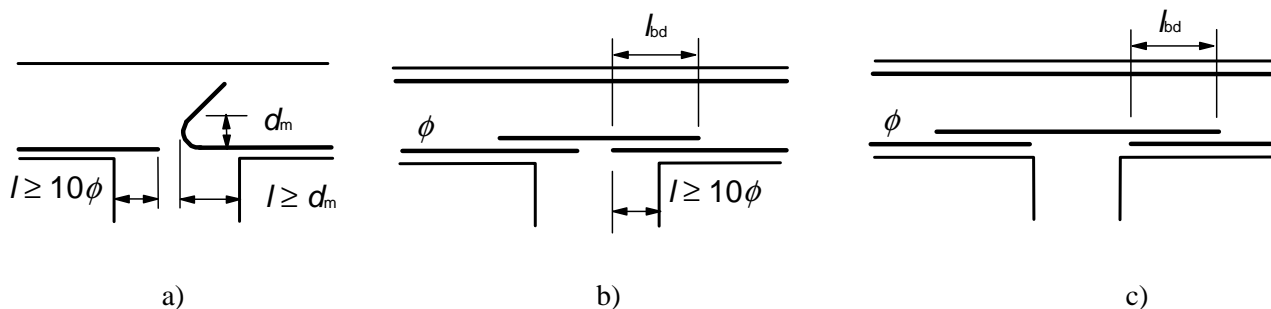
Figura 9.3 – Amarração de armaduras inferiores em apoios extremos

### 9.2.1.5 Amarração de armaduras inferiores em apoios intermédios

(1) Aplica-se a área de armadura especificada em 9.2.1.4(1).

(2) O comprimento de amarração não deverá ser inferior a  $10\phi$  (no caso de varões rectos) ou ao diâmetro do mandril (no caso de ganchos e cotovelos de varões de diâmetro pelo menos igual a 16 mm) ou ao dobro do diâmetro do mandril (nos restantes casos) (ver a Figura 9.4(a)). Estes valores mínimos são normalmente válidos, mas poderá efectuar-se uma análise mais pormenorizada de acordo com 6.6.

(3) As armaduras necessárias para resistir a eventuais momentos positivos (por exemplo, assentamento do apoio, explosão, etc.) deverão ser especificadas nos documentos contratuais. Estas armaduras deverão ser contínuas, o que poderá ser realizado por meio de varões sobrepostos (ver a Figura 9.4(b) ou (c)).



a)

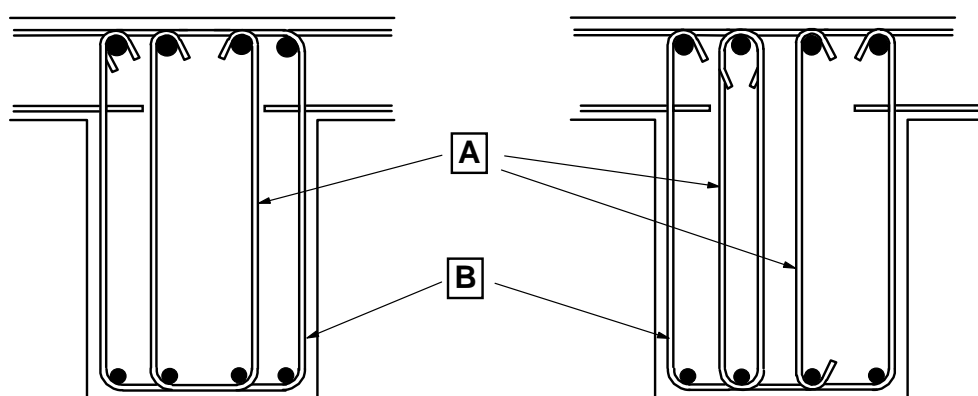
b)

c)

Figura 9.4 – Amarrações em apoios intermédios

### 9.2.2 Armaduras de esforço transverso

- (1) A armadura de esforço transverso deverá formar um ângulo  $\alpha$  entre  $45^\circ$  e  $90^\circ$  com o eixo longitudinal do elemento estrutural.
- (2) A armadura de esforço transverso poderá ser constituída por uma combinação de:
  - estribos envolvendo a armadura longitudinal de tracção e a zona de compressão (ver a Figura 9.5);
  - varões inclinados;
  - estribos, *ladders*, etc., que não envolvendo a armadura longitudinal estão convenientemente amarrados nas zonas comprimidas e traccionadas.



**A** Alternativas de estribos interiores    **B** Estribo exterior

Figura 9.5 – Exemplos de armaduras de esforço transverso

- (3) Os estribos deverão ser amarrados eficazmente. Permite-se a emenda por sobreposição do ramo próximo da face de uma alma desde que a armadura não tenha que resistir à torção.
- (4) Pelo menos  $\beta_3$  das armaduras de esforço transverso necessárias deverão ser constituídas por estribos.

**NOTA:** O valor de  $\beta_3$  a utilizar num determinado país poderá ser indicado no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado é 0,5.

- (5) A taxa de armaduras de esforço transverso é obtida pela expressão (9.4):

$$\rho_w = A_{sw} / (s \cdot b_w \cdot \sin \alpha) \quad (9.4)$$

em que:

$\rho_w$  taxa de armaduras de esforço transverso;

$\rho_w$  não deverá ser inferior a  $\rho_{w,min}$ ;

$A_{sw}$  área das armaduras de esforço transverso existente no comprimento  $s$ ;

$s$  espaçamento das armaduras de esforço transverso, medido ao longo do eixo longitudinal do elemento;

$b_w$  largura da alma do elemento;

$\alpha$  ângulo formado pelas armaduras de esforço transverso e o eixo longitudinal (ver 9.2.2(1)).

**NOTA:** O valor de  $\rho_{w,min}$  para vigas a utilizar num determinado país poderá ser indicado no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado é obtido pela expressão (9.5N):

$$\rho_{w,min} = (0,08 \sqrt{f_{ck}}) / f_{yk} \quad (9.5N)$$

(6) O espaçamento longitudinal máximo entre armaduras de esforço transversal não deverá ser superior a  $s_{l,max}$ .

**NOTA:** O valor de  $s_{l,max}$  a utilizar num determinado país poderá ser indicado no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado é obtido pela expressão (9.6N):

$$s_{l,max} = 0,75d (1 + \cot \alpha) \quad (9.6N)$$

em que  $\alpha$  é a inclinação das armaduras de esforço transversal em relação ao eixo longitudinal da viga.

(7) O espaçamento longitudinal máximo de varões inclinados não deverá ser superior a  $s_{b,max}$ .

**NOTA:** O valor de  $s_{b,max}$  a utilizar num determinado país poderá ser indicado no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado é obtido pela expressão (9.7N):

$$s_{b,max} = 0,6 d (1 + \cot \alpha) \quad (9.7N)$$

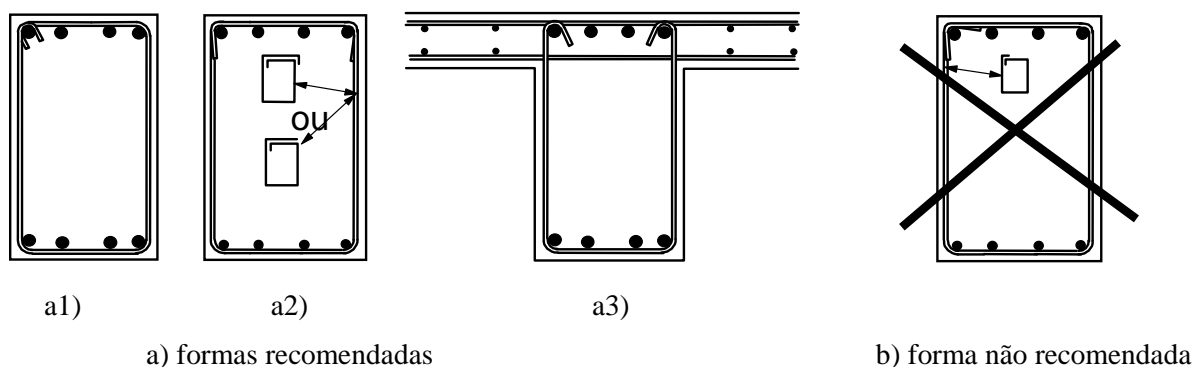
(8) O espaçamento transversal entre os ramos de estribos não deverá ser superior a  $s_{t,max}$ .

**NOTA:** O valor de  $s_{t,max}$  a utilizar num determinado país poderá ser indicado no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado é obtido pela expressão (9.8N):

$$s_{t,max} = 0,75d \leq 600 \text{ mm} \quad (9.8N)$$

### 9.2.3 Armaduras de torção

(1) As cintas de torção deverão ser fechadas e amarradas por meio de sobreposições ou de ganchos, ver a Figura 9.6, e formar um ângulo de 90° com o eixo do elemento estrutural.



**NOTA:** Na segunda alternativa de a2) (esquema inferior), a cinta deverá ter um comprimento de sobreposição total ao longo do topo.

Figura 9.6 – Exemplos de formas de cintas de torção

(2) O disposto em 9.2.2(5) e (6) é geralmente suficiente para definir a quantidade mínima necessária de cintas de torção.

(3) O espaçamento longitudinal das cintas de torção não deverá exceder  $u / 8$  (para notações, ver 6.3.2, Figura 6.11), ou o limite indicado em 9.2.2(6) ou a menor dimensão da secção transversal da viga.



(4) Os varões longitudinais deverão ser dispostos de modo a que haja pelo menos um varão em cada canto, sendo os restantes distribuídos uniformemente ao longo do contorno interno das cintas, com um espaçamento máximo de 350 mm.

#### 9.2.4 Armaduras de pele

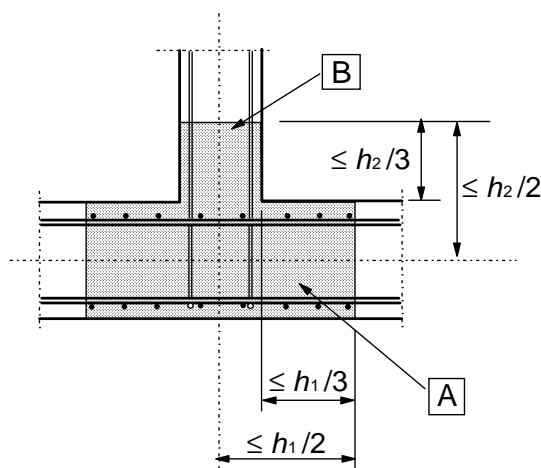
(1) Em certos casos, poderá ser necessário utilizar armaduras de pele para controlar a fendilhação ou para assegurar uma resistência adequada ao destacamento do betão de recobrimento.

**NOTA:** As disposições construtivas relativas a armaduras de pele são indicadas no Anexo J.

#### 9.2.5 Apoios indirectos

(1) Quando uma viga é apoiada por outra viga e não por uma parede ou um pilar, deverá utilizar-se uma armadura dimensionada de modo a resistir à reacção mútua. Esta armadura é adicional à armadura necessária por outros motivos. Esta regra aplica-se também a uma laje não apoiada na parte superior de uma viga.

(2) A armadura de suspensão no cruzamento das duas vigas deverá ser constituída por estribos envolvendo a armadura principal do elemento de apoio. Alguns desses estribos poderão ser distribuídos no exterior do volume de betão comum às duas vigas (ver a Figura 9.7).



**A** viga de apoio com altura  $h_1$       **B** viga apoiada com altura  $h_2$  ( $h_1 \geq h_2$ )

Figura 9.7 – Colocação de armadura de suspensão na zona de intersecção de duas vigas (vista em planta)

### 9.3 Lajes maciças

(1) Esta secção aplica-se a lajes maciças armadas numa só direcção e em duas direcções para as quais  $b$  e  $l_{\text{eff}}$  não são inferiores a  $5h$  (ver 5.3.1).

#### 9.3.1 Armaduras de flexão

##### 9.3.1.1 Generalidades

(1) Para as percentagens mínima e máxima de armaduras na direcção principal, aplica-se o disposto em 9.2.1.1(1) e (3).

**NOTA:** Em complemento da Nota 2 de 9.2.1.1(1), para lajes em que o risco de rotura frágil é reduzido,  $A_{s,\text{min}}$  poderá ser considerado igual a 1,2 vezes a área requerida pela verificação ao estado limite último.

(2) Nas lajes armadas numa só direcção, deverão utilizar-se armaduras transversais de distribuição correspondentes a pelo menos 20 % da armadura principal. Nas zonas junto de apoios, não é necessária armadura transversal aos varões superiores principais no caso em que não exista momento flector transversal.

(3) O espaçamento dos varões não deverá ser superior a  $s_{\max, \text{slabs}}$ .

**NOTA:** O valor de  $s_{\max, \text{slabs}}$  a utilizar num determinado país poderá ser indicado no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado é:

- para as armaduras principais,  $3h \leq 400 \text{ mm}$ , em que  $h$  representa a espessura total da laje;
- para as armaduras de distribuição,  $3,5h \leq 450 \text{ mm}$ .

Em zonas com cargas concentradas ou nas zonas de momento máximo, essas disposições passam a ser, respectivamente:

- para as armaduras principais,  $2h \leq 250 \text{ mm}$ ;
- para as armaduras de distribuição,  $3h \leq 400 \text{ mm}$ .

(4) Aplicam-se igualmente as regras indicadas em 9.2.1.3(1) a (3), 9.2.1.4(1) a (3) e 9.2.1.5(1) a (2), mas com  $a_1 = d$ .

### 9.3.1.2 Armaduras das lajes junto dos apoios

(1) Nas lajes simplesmente apoiadas, metade da armadura calculada para o vão deverá ser prolongada até ao apoio e aí ser amarrada, de acordo com 8.4.4.

**NOTA:** A interrupção e a amarração das armaduras poderão ser efectuadas de acordo com 9.2.1.3, 9.2.1.4 e 9.2.1.5.

(2) No caso em que haja encastramento parcial ao longo de um dos bordos da laje, não considerado no cálculo, a armadura superior deverá ser capaz de resistir a pelo menos 25 % do momento máximo no vão adjacente. Esta armadura deverá ter um comprimento de pelo menos 0,2 vezes o vão adjacente, medido a partir da face do apoio, ser contínua nos apoios intermédios e amarrada nos apoios extremos. Num apoio extremo, o momento a resistir poderá ser reduzido até 15 % do momento máximo no vão adjacente.

### 9.3.1.3 Armaduras de canto

(1) Se as disposições construtivas num apoio forem tais que o levantamento de um canto da laje seja impedido, deverão dispor-se armaduras adequadas.

### 9.3.1.4 Armaduras nos bordos livres

(1) Ao longo de um bordo livre (não apoiado), a laje deverá, normalmente, ter armaduras longitudinais e transversais em geral dispostas como se indica na Figura 9.8.

(2) As armaduras correntes utilizadas na laje poderão desempenhar a função de armaduras de bordo livre.

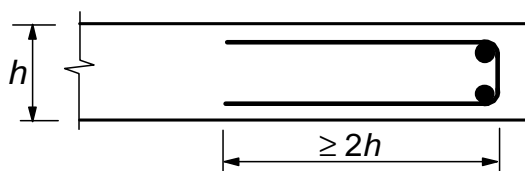


Figura 9.8 – Armaduras de bordo livre numa laje

### **9.3.2 Armaduras de esforço transverso**

- (1) Uma laje com armadura de esforço transverso deverá ter uma espessura pelo menos igual a 200 mm.
- (2) Na pormenorização das armaduras de esforço transverso, aplicam-se o valor mínimo e a definição de taxa de armaduras indicados em 9.2.2, excepto se alterados pelas regras seguintes.
- (3) Nas lajes, se  $|V_{Ed}| \leq 1/3 V_{Rd,max}$ , (ver 6.2), a armadura de esforço transverso poderá ser constituída exclusivamente por varões inclinados ou por cintas, estribos ou ganchos.
- (4) O espaçamento longitudinal máximo de cintas, estribos ou ganchos é obtido por:

$$s_{max} = 0,75d(1 + \cot \alpha) \quad (9.9)$$

em que  $\alpha$  é a inclinação das armaduras de esforço transverso.

O espaçamento longitudinal máximo dos varões inclinados é obtido por:

$$s_{max} = d \quad (9.10)$$

- (5) O espaçamento transversal máximo entre armaduras de esforço transverso não deverá ser superior a  $1,5d$ .

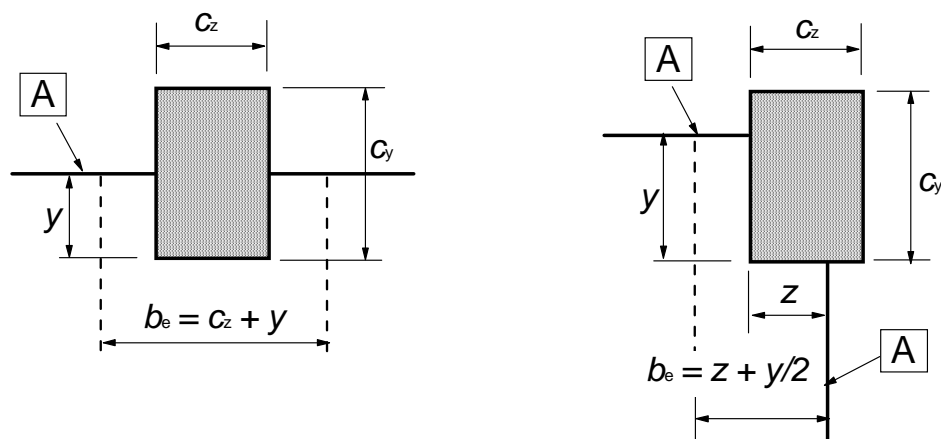
## **9.4 Lajes fungiformes**

### **9.4.1 Laje na zona de pilares interiores**

- (1) A disposição das armaduras nas lajes fungiformes deverá reproduzir o seu comportamento em serviço. De uma forma geral, resulta daqui uma concentração das armaduras na zona dos pilares.
- (2) Nos pilares interiores, a não ser que se efectuem cálculos rigorosos para as condições de utilização, deverá adoptar-se uma armadura superior com uma área de  $0,5 A_t$  distribuída numa largura de cada lado do pilar igual a 0,125 vezes a largura do painel de laje.  $A_t$  representa a área das armaduras necessárias para resistir ao momento negativo total resultante da soma dos dois semi-painéis de cada lado do pilar.
- (3) Deverá adoptar-se nos pilares interiores uma armadura inferior ( $\geq 2$  varões) em cada direcção ortogonal, e esta armadura deverá atravessar o pilar.

### **9.4.2 Laje na zona de pilares de bordo ou de canto**

- (1) As armaduras perpendiculares a um bordo livre, necessárias à transmissão de momentos flectores da laje para um pilar de bordo ou de canto, deverão ser colocadas na largura efectiva  $b_e$  representada na Figura 9.9.



**A** Bordo da laje

**NOTA:**  $y$  pode ser  $> c_y$

a) Pilar de borda

**NOTA:**  $z$  pode ser  $> c_z$  e  $y$  pode ser  $> c_y$

b) Pilar de canto

**NOTA:**  $y$  é a distância entre o bordo da laje e a face mais interior do pilar.

Figura 9.9 – Largura efectiva,  $b_e$ , de uma laje fungiforme

### 9.4.3 Armaduras de punçoamento

(1) Quando são necessárias armaduras de punçoamento (ver 6.4), estas deverão ser colocadas entre a área carregada ou o pilar de apoio e  $kd$  no interior do perímetro de controlo a partir do qual a armadura de punçoamento deixa de ser necessária. Deverão ser constituídas, pelo menos, por dois perímetros de estribos (ver a Figura 9.10), de espaçamento não superior a  $0,75d$ .

O espaçamento entre ramos dos estribos de um perímetro não deverá ser superior a  $1,5d$  no interior do primeiro perímetro de controlo (localizado a menos de  $2d$  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 (ver a Figura 6.22).

Para varões inclinados com a disposição indicada na Figura 9.10 b), poderá considerar-se que é suficiente um único perímetro.

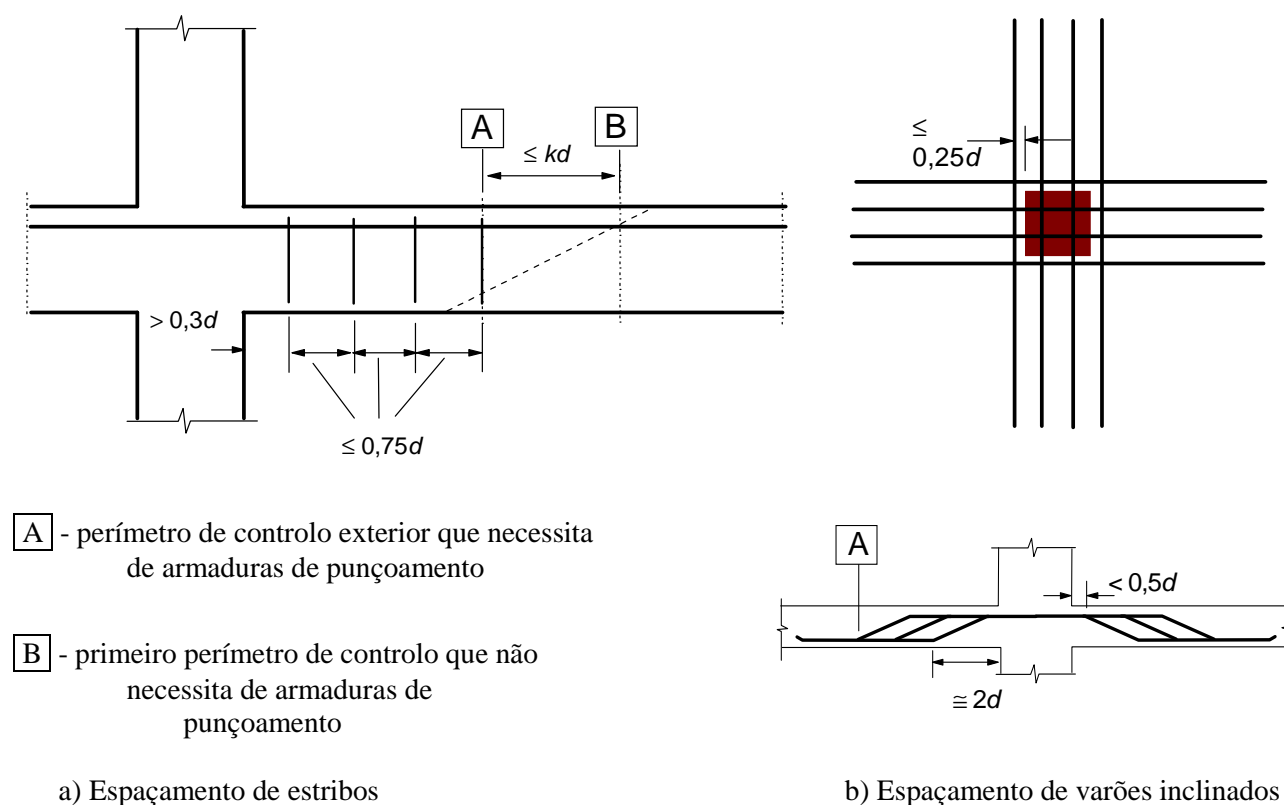


Figura 9.10 – Armaduras de punçoamento

**NOTA:** Ver 6.4.5(4) para o valor de  $k$ .

(2) Quando é necessária armadura de punçoamento, a área de um ramo de um estribo (ou equivalente),  $A_{sw,min}$ , é obtida pela expressão (9.11):

$$A_{sw,min} \cdot (1,5 \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) / (s_r \cdot s_t) \geq 0,08 \sqrt{\frac{f_{ck}}{f_{yk}}} \quad (9.11)$$

em que:

- $\alpha$  ângulo entre a armadura de punçoamento e a armadura principal (ou seja, para estribos verticais  $\alpha = 90^\circ$  e  $\sin \alpha = 1$ );
- $s_r$  espaçamento dos estribos na direcção radial;

<sup>\*)</sup> A expressão correcta é a seguinte:  $A_{sw,min} \cdot (1,5 \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) / (s_r \cdot s_t) \geq 0,08 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}$ , estando já em elaboração no CEN/TC 250 uma nova Errata (nota nacional).

$s_t$  espaçamento dos estribos na direcção tangencial;

$f_{ck}$  em MPa.

Apenas poderá ser incluída no cálculo da força de punçoamento a componente vertical dos cabos de pré-esforço que passam a uma distância inferior a  $0,5d$  do pilar.

(3) Os varões inclinados que atravessam a área carregada ou que estejam dispostos numa distância não superior a  $0,25d$  dessa área poderão ser utilizados como armaduras de punçoamento (ver a Figura 9.10 b), superior).

(4) A distância entre a face de um apoio, ou o contorno de uma área carregada, e as armaduras de punçoamento mais próximas consideradas no dimensionamento não deverá ser superior a  $d/2$ . Essa distância deverá ser medida ao nível da armadura de tracção. Se se utilizar apenas uma única fiada de varões inclinados, a sua inclinação poderá ser reduzida para  $30^\circ$ .

## 9.5 Pilares

### 9.5.1 Generalidades

(1) Esta secção refere-se a pilares cuja maior dimensão  $h$  não é superior a 4 vezes a menor dimensão  $b$ .

### 9.5.2 Armaduras longitudinais

(1) Os varões longitudinais deverão ter um diâmetro não inferior a  $\phi_{\min}$ .

**NOTA:** O valor de  $\phi_{\min}$  a utilizar num determinado país poderá ser indicado no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado é 8 mm.

(2) A área total de armadura longitudinal não deverá ser inferior a  $A_{s,\min}$ .

**NOTA:** O valor de  $A_{s,\min}$  a utilizar num determinado país poderá ser indicado no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado é obtido pela expressão (9.12N):

$$A_{s,\min} = \frac{0,10 \cdot N_{Ed}}{f_{yd}} \text{ ou } 0,002 A_c, \text{ se este valor for maior} \quad (9.12N)$$

em que:

$f_{yd}$  valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras;

$N_{Ed}$  valor de cálculo do esforço normal de compressão.

(3) A área da armadura longitudinal não deverá ser superior a  $A_{s,\max}$ .

**NOTA:** O valor de  $A_{s,\max}$  a utilizar num determinado país poderá ser indicado no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado é  $0,04 A_c$  fora das zonas de emendas por sobreposição, a não ser que se possa demonstrar que a integridade do betão não é afectada e que se obtém a resistência total no estado limite último. Este limite deverá ser aumentado para  $0,08 A_c$  nas zonas de emendas por sobreposição.

(4) Nos pilares com secção transversal poligonal deverá colocar-se pelo menos um varão em cada ângulo. O número de varões longitudinais num pilar circular não deverá ser inferior a quatro.

### 9.5.3 Armaduras transversais

(1) O diâmetro das armaduras transversais (cintas, laços ou armaduras helicoidais) não deverá ser inferior a 6 mm ou a um quarto do diâmetro máximo dos varões longitudinais. O diâmetro dos fios de redes electrossoldadas utilizadas como armaduras transversais não deverá ser inferior a 5 mm.

(2) As armaduras transversais deverão ser convenientemente amarradas.

(3) O espaçamento das armaduras transversais ao longo do pilar não deverá exceder  $s_{cl,tmax}$ .

**NOTA:** O valor de  $s_{cl,max}$  a utilizar num determinado país poderá ser indicado no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado é a menor das três distâncias seguintes:

- 20 vezes o diâmetro mínimo dos varões longitudinais;
- a menor dimensão do pilar;
- 400 mm.

(4) O espaçamento máximo especificado em (3) deverá ser reduzido por um factor igual a 0,6:

- (i) em secções localizadas a uma distância não superior à maior dimensão da secção transversal do pilar, acima ou abaixo de uma viga ou de uma laje;
- (ii) nas zonas de emendas por sobreposição, se o diâmetro máximo dos varões longitudinais for superior a 14 mm. São necessários, no mínimo, 3 varões transversais igualmente espaçados no comprimento de sobreposição.

(5) Quando muda a direcção dos varões longitudinais (por exemplo, quando há variações da secção do pilar), o espaçamento das armaduras transversais deverá ser calculado tendo em conta as forças transversais daí resultantes. Estes efeitos poderão ser ignorados se a mudança de direcção for igual ou inferior a 1 para 12.

(6) Cada varão longitudinal ou agrupamento de varões colocado num canto deverá ser travado por meio de armaduras transversais. Numa zona de compressão nenhum varão deverá ficar localizado a mais de 150 mm de um varão travado.

## 9.6 Paredes

### 9.6.1 Generalidades

(1) Esta secção refere-se a paredes de betão armado em que o comprimento é igual ou superior a 4 vezes a espessura e em que a armadura é considerada no cálculo da capacidade resistente. A quantidade de armadura e as correspondentes disposições construtivas poderão ser obtidas a partir de um modelo de escoras e tirantes (ver 6.5). No caso de paredes sujeitas predominantemente a flexão transversal ao seu plano, aplicam-se as regras relativas a lajes (ver 9.3).

### 9.6.2 Armaduras verticais

(1) A área das armaduras verticais deverá estar compreendida entre  $A_{s,vmin}$  e  $A_{s,vmax}$ .

**NOTA 1:** O valor de  $A_{s,vmin}$  a utilizar num determinado país poderá ser indicado no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado é  $0,002 A_c$ .

**NOTA 2:** O valor de  $A_{s,vmax}$  a utilizar num determinado país poderá ser indicado no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado é  $0,04 A_c$  fora das zonas de emendas por sobreposição, a não ser que se possa demonstrar que a integridade do betão não é afectada e que se obtém a resistência total no estado limite último. Este limite poderá ser duplicado nas zonas de emendas por sobreposição.

(2) Quando a área mínima de armaduras,  $A_{s,vmin}$ , decorre do cálculo, metade dessa área deverá ser disposta em cada face.

(3) A distância entre dois varões verticais adjacentes não deverá ser superior ao menor dos valores: 3 vezes a espessura da parede ou 400 mm.

### 9.6.3 Armaduras horizontais

(1) Deverão dispor-se armaduras horizontais, paralelas aos paramentos da parede (e aos bordos livres), em cada face. A secção dessas armaduras não deverá ser inferior a  $A_{s,hmin}$ .

**NOTA:** O valor de  $A_{s,hmin}$  a utilizar num determinado país poderá ser indicado no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado é 25 % da armadura vertical ou 0,001  $A_c$  se este valor for maior.

(2) A distância entre dois varões horizontais adjacentes não deverá ser superior a 400 mm.

### 9.6.4 Armaduras transversais

(1) Em qualquer parte de uma parede onde a área total da armadura vertical nas duas faces é superior a 0,02  $A_c$ , deverão dispor-se armaduras transversais, sob a forma de estribos ou ganchos, de acordo com os requisitos relativos aos pilares (ver 9.5.3). A maior dimensão referida em 9.5.3(4)(i) não necessita ser superior a 4 vezes a espessura da parede.

(2) No caso da armadura principal colocada mais próxima das faces da parede, deverá utilizar-se também uma armadura transversal constituída pelo menos por 4 estribos por m<sup>2</sup> de área da parede.

**NOTA:** Não é necessário adoptar armaduras transversais quando se utiliza rede electrossoldada e varões de diâmetro  $\phi \leq 16$  mm com um recobrimento das armaduras superior a  $2\phi$ .

### 9.7 Vigas-parede

(1) As vigas-parede (para a definição ver 5.3.1(3)) deverão, normalmente, dispor, junto de cada face, de uma armadura de rede ortogonal de armaduras com um mínimo de  $A_{s,dbmin}$ .

**NOTA:** O valor de  $A_{s,dbmin}$  a utilizar num determinado país poderá ser indicado no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado é 0,1 %, com o mínimo de 150 mm<sup>2</sup>/m em cada face e em cada direcção.

(2) A distância entre dois varões adjacentes da rede não deverá ser superior ao menor dos valores: 2 vezes a espessura da viga-parede ou 300 mm.

(3) A armadura correspondente aos tirantes considerados no modelo de cálculo deverá ser totalmente amarrada para equilíbrio no nó (ver 6.5.4), por dobragem de varões, por laços em U ou por meio de dispositivos de amarração, a não ser que exista um comprimento suficiente entre o nó e a extremidade da viga que possibilite um comprimento de amarração igual a  $l_{bd}$ .

### 9.8 Fundações

#### 9.8.1 Encabeçamentos de estacas

(1) A distância entre o bordo exterior da estaca e o bordo do encabeçamento deverá ser tal que as forças de ligação no encabeçamento possam ser convenientemente amarradas. Deverá ser tomado em consideração o desvio de implantação previsto para a estaca em obra.

(2) A armadura no encabeçamento deverá ser calculada ou pelo método de escoras e tirantes ou pelo de flexão, conforme for apropriado.

(3) A armadura principal de tracção resistente aos efeitos das acções deverá ser concentrada nas zonas traccionadas entre estacas. Deverão utilizar-se varões com um diâmetro mínimo  $\phi_{min}$ . Se a área desta armadura for pelo menos igual à armadura mínima, poderão dispensar-se varões regularmente distribuídos na face inferior do elemento. Além disso, os lados e a face superior do elemento poderão não ser armados desde que não haja risco de desenvolvimento de tensões de tracção nessas zonas do elemento.

**NOTA:** O valor de  $\phi_{min}$  a utilizar num determinado país poderá ser indicado no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado é 8 mm.



(4) Poderão utilizar-se varões transversais soldados para a amarração da armadura de tracção. Neste caso, o varão transversal poderá considerar-se como fazendo parte das armaduras transversais na zona de amarração do varão considerado.

(5) Poderá considerar-se que a compressão causada pela reacção de apoio da estaca se difunde a  $45^\circ$  a partir do bordo da estaca (ver a Figura 9.11). Esta compressão poderá ser tomada em consideração no cálculo do comprimento de amarração.

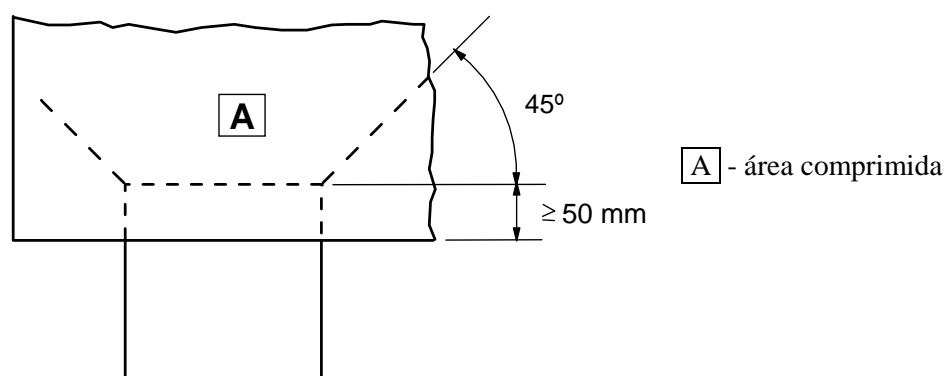


Figura 9.11 – Área comprimida que aumenta a capacidade de amarração

## 9.8.2 Sapatas de pilares ou de paredes

### 9.8.2.1 Generalidades

(1) A armadura principal deverá ser amarrada de acordo com os requisitos de 8.4 e 8.5. Deverão utilizar-se varões com um diâmetro mínimo  $\phi_{\min}$ . Nas sapatas, poderá utilizar-se o modelo de cálculo indicado em 9.8.2.2.

**NOTA:** O valor de  $\phi_{\min}$  a utilizar num determinado país poderá ser indicado no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado é 8 mm.

(2) A armadura principal de sapatas circulares poderá ser ortogonal e concentrada no meio da sapata numa largura de  $50\% \pm 10\%$  do diâmetro desta, ver a Figura 9.12. Neste caso, as partes não armadas do elemento deverão ser consideradas, para efeitos de cálculo, como de betão simples.



#### 9.8.2.2 Amarração dos varões

(2) A força de tracção a amarrar é obtida por:

$$F_s = R \cdot z_e / z_i \quad (9.13)$$

em que:

- $R$  resultante das pressões do terreno na distância  $x$ ;
- $z_e$  braço do binário das forças exteriores, isto é, a distância entre  $R$  e a força vertical  $N_{Ed}$ ;
- $N_{Ed}$  força vertical correspondente à pressão total do terreno entre as secções A e B;
- $z_i$  braço do binário das forças interiores, isto é, a distância entre as armaduras e a força horizontal  $F_c$ ;
- $F_c$  força de compressão correspondente à força de tracção máxima  $F_{s,max}$ .

(3) Os braços do binário  $z_e$  e  $z_i$  poderão ser determinados considerando as zonas comprimidas necessárias ao equilíbrio de  $N_{Ed}$  e de  $F_c$ , respectivamente. Como simplificação,  $z_e$  poderá ser determinado admitindo que  $e = 0,15b$ , ver a Figura 9.13, e  $z_i$  poderá ser considerado igual a  $0,9d$ .

(4) O comprimento de amarração disponível para varões rectos está representado por  $l_b$  na Figura 9.13. Se este comprimento não for suficiente para amarrar  $F_s$ , os varões poderão ser dobrados para cima de modo a aumentar o comprimento disponível ou terem dispositivos de amarração de extremidade.

(5) Para varões rectos sem dispositivos de amarração de extremidade, o valor mínimo de  $x$  é determinante. Como simplificação, poderá considerar-se  $x_{min} = h/2$ . Para outros tipos de amarração, valores mais elevados de  $x$  poderão ser mais determinantes.

### 9.8.3 Vigas de equilíbrio

(1) Poderão utilizar-se vigas de equilíbrio para equilibrar a excentricidade do carregamento das fundações. As vigas deverão ser calculadas para resistir aos momentos flectores e aos esforços transversos resultantes. Deverão utilizar-se varões com um diâmetro mínimo  $\phi_{min}$  para as armaduras de flexão.

**NOTA:** O valor de  $\phi_{min}$  a utilizar num determinado país poderá ser indicado no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado é 8 mm.

(2) As vigas de equilíbrio deverão ser também calculadas para uma carga mínima de  $q_1$  se puderem ser solicitadas por equipamento de compactação.

**NOTA:** O valor de  $q_1$  a utilizar num determinado país poderá ser indicado no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado é 10 kN/m.

### 9.8.4 Sapatas de pilares fundados em rocha

(1) Armaduras transversais adequadas deverão ser adoptadas para resistir às forças de tracção transversal na sapata, quando, no estado último, a pressão do terreno é superior a  $q_2$ . Estas armaduras poderão ser distribuídas uniformemente ao longo da altura  $h$  com a direcção da força de tracção transversal (ver a Figura 9.14). Deverão utilizar-se varões com um diâmetro mínimo  $\phi_{min}$ .

**NOTA:** Os valores de  $q_2$  e  $\phi_{min}$  a utilizar num determinado país poderão ser indicados no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado de  $q_2$  é 5 MPa e o de  $\phi_{min}$  é 8 mm.

(2) A força de tracção transversal,  $F_s$ , poderá ser calculada como segue (ver a Figura 9.14) :

$$F_s = 0,25 (1 - c/h) N_{Ed} \quad (9.14)$$

em que  $h$  é o menor dos valores  $b$  e  $H$ .

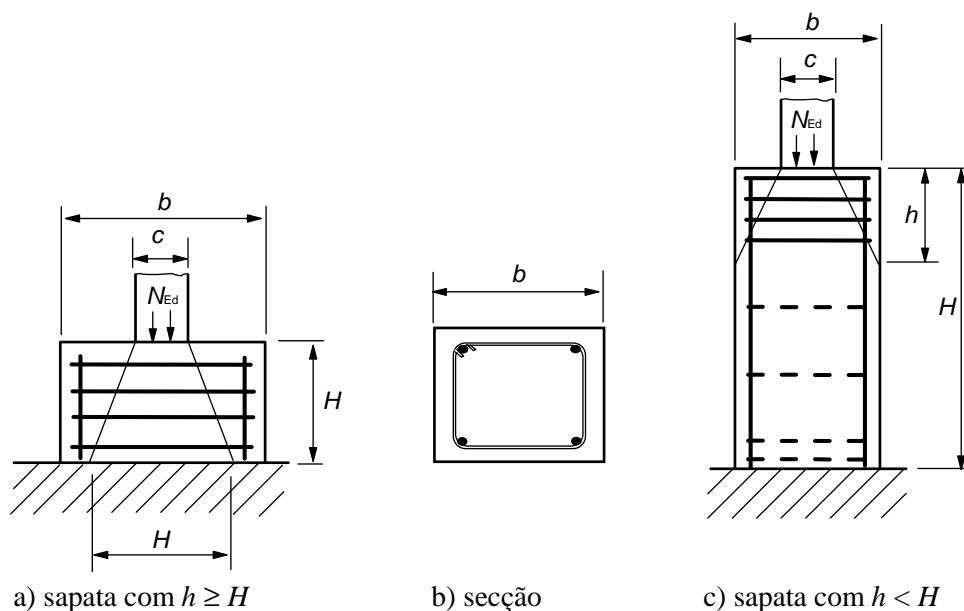


Figura 9.14 – Armadura de tracção transversal numa sapata fundada em rocha

### 9.8.5 Estacas moldadas

- (1) As seguintes secções aplicam-se a estacas moldadas armadas. Para estacas não armadas, ver a secção 12.
- (2) A fim de permitir uma boa betonagem em torno das armaduras, é importante que a armadura, as gaiolas e quaisquer peças embebidas sejam pormenorizadas de forma a não prejudicar a colocação do betão.
- (3) As estacas moldadas deverão ter uma área mínima de armaduras longitudinais  $A_{s,bpmin}$  relacionada com a secção transversal da estaca  $A_c$ .

**NOTA:** Os valores a utilizar num determinado país de  $A_{s,bpmin}$  e da secção transversal da estaca  $A_c$  associada poderão ser indicados no respectivo Anexo Nacional. Os valores recomendados são indicados no Quadro 9.6N. Esta armadura deverá ser distribuída ao longo da periferia da secção.

Quadro 9.6N – Área mínima de armaduras longitudinais recomendada em estacas moldadas

Secção da estaca $A_c$	Área mínima de armaduras longitudinais $A_{s,bpmin}$
$A_c \leq 0,5 \text{ m}^2$	$A_s \geq 0,005 \cdot A_c$
$0,5 \text{ m}^2 < A_c \leq 1,0 \text{ m}^2$	$A_s \geq 25 \text{ cm}^2$
$A_c > 1,0 \text{ m}^2$	$A_s \geq 0,0025 \cdot A_c$

O diâmetro mínimo dos varões longitudinais não deverá ser inferior a 16 mm. As estacas deverão ter, pelo menos, 6 varões longitudinais. A distância livre entre varões não deverá ser superior a 200 mm, medida ao longo da periferia da estaca.

- (4) Para disposições construtivas relativas a armaduras longitudinais e transversais em estacas moldadas, ver a EN 1536.

## **9.9 Regiões de descontinuidade de geometria ou de acção**

(1) Normalmente, as regiões D de descontinuidade deverão ser calculadas através de modelos de escoras e tirantes, de acordo com a secção 6.5, e pormenorizadas de acordo com as regras especificadas na secção 8.

*NOTA:* No Anexo J são fornecidas mais informações.

(2)P A armadura, correspondente aos tirantes, deve ser totalmente amarrada com um comprimento de amarração  $l_{bd}$ , de acordo com 8.4.

## **9.10 Sistemas de cintagem**

### **9.10.1 Generalidades**

(1)P As estruturas que não são calculadas para resistir a acções de acidente devem ser dotadas de um sistema de cintagem adequado, destinado a impedir o colapso progressivo através da criação de trajectórias de carga alternativas após a ocorrência de danos locais. Considera-se que as seguintes regras simples satisfazem este requisito.

(2) Deverão prever-se as seguintes estruturas de cintagem:

- a) cintas periféricas;
- b) cintas interiores;
- c) cintas horizontais de travamento para pilares ou paredes;
- d) quando necessário, cintas verticais, nomeadamente em edifícios constituídos por painéis.

(3) No caso em que um edifício seja dividido por juntas de dilatação em blocos estruturalmente independentes, cada bloco deverá ter um sistema de cintagem independente.

(4) No cálculo das cintas poderá admitir-se que as armaduras atingem o valor característico da tensão de cedência e são capazes de resistir aos esforços de tracção definidos nas secções seguintes.

(5) Poderá considerar-se que as armaduras adoptadas para outros fins em pilares, paredes, vigas e pavimentos contribuem no todo ou em parte para esses sistemas de cintagem.

### **9.10.2 Disposição das cintas**

#### **9.10.2.1 Generalidades**

(1) As cintas são armaduras mínimas e não armaduras adicionais às requeridas pela análise estrutural.

#### **9.10.2.2 Cintas periféricas**

(1) Ao nível de cada piso e da cobertura deverá prever-se uma cinta periférica efectivamente contínua a menos de 1,2 m do bordo. Poderão considerar-se constituintes da cinta armaduras utilizadas na cintagem interior.

(2) A cintagem periférica deverá ser capaz de resistir a um esforço de tracção:

$$F_{tie,per} = l_i \cdot q_1 \geq Q_2 \quad (9.15)$$

em que:

$F_{tie,per}$  esforço na cinta (aqui: tracção);

$l_i$  comprimento do vão extremo.

**NOTA:** Os valores de  $q_1$  e  $Q_2$  a utilizar num determinado país poderão ser indicados no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado de  $q_1$  é 10 kN/m e o de  $Q_2$  é 70 kN.

(3) As estruturas com bordos interiores (por exemplo, átrios, pátios, etc.) deverão ter cintas periféricas concebidas como as dos bordos exteriores, totalmente amarradas.

### **9.10.2.3 Cintas interiores**

(1) Estas cintas deverão ficar localizadas ao nível de cada piso e da cobertura, em duas direcções aproximadamente ortogonais. Deverão ser efectivamente contínuas ao longo do seu comprimento e ser amarradas em cada extremidade às cintas periféricas, a não ser que sejam prolongadas como cintas horizontais de pilares ou de paredes.

(2) As cintas interiores poderão ser total ou parcialmente distribuídas de forma regular nas lajes ou ser agrupadas junto a vigas, a paredes, no interior destas ou noutras localizações adequadas. Nas paredes, deverão ficar a menos de 0,5 m da parte superior ou inferior das lajes de pavimento, ver a Figura 9.15.

(3) Em cada direcção, as cintas interiores deverão ser capazes de resistir a um valor de cálculo do esforço de tracção,  $F_{\text{tie,int}}$  (em kN por metro de largura).

**NOTA:** Os valores de  $F_{\text{tie,int}}$  a utilizar num determinado país poderão ser indicados no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado é 20 kN/m.

(4) Em pavimentos sem camada de revestimento em que não seja possível distribuir cintas no interior dos painéis, as cintas transversais poderão ser agrupadas ao longo das linhas de viga. Neste caso, o esforço mínimo numa linha de viga interior é:

$$F_{\text{tie}} = q_3 \cdot (l_1 + l_2) / 2 \geq q_4 \quad (9.16)$$

em que:

$l_1, l_2$  vãos (em m) das lajes de pavimento de cada lado da viga (ver a Figura 9.15).

**NOTA:** Os valores de  $q_3$  e  $q_4$  a utilizar num determinado país poderão ser indicados no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado de  $q_3$  é 20 kN/m e o de  $q_4$  é 70 kN.

(5) As cintas interiores deverão ser ligadas às cintas periféricas de forma a assegurar a transferência de esforços.

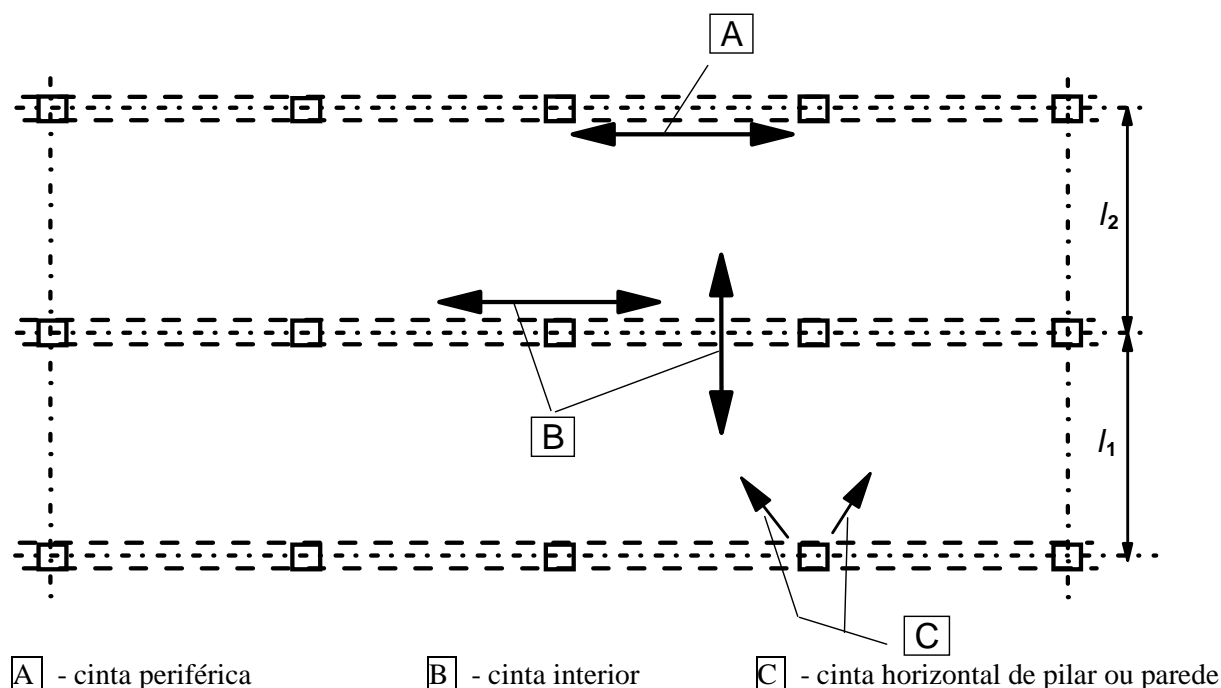


Figura 9.15 – Cintas para acções de acidente

#### 9.10.2.4 Cintas horizontais de pilares e/ou de paredes

(1) Ao nível de cada piso e da cobertura, os pilares de bordo e as paredes deverão ser ligados horizontalmente à estrutura.

(2) As cintas deverão ser capazes de resistir a uma força de tracção,  $f_{tie,fac}$ , por metro da fachada. Para pilares, não é necessário que a força seja superior a  $F_{tie,col}$ .

**NOTA:** Os valores de  $f_{tie,fac}$  e  $F_{tie,col}$  a utilizar num determinado país poderão ser indicados no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado de  $f_{tie,fac}$  é 20 kN/m e o de  $F_{tie,col}$  é 150 kN.

(3) Os pilares de canto deverão ser ligados em duas direcções. Neste caso, a cintagem periférica poderá ser utilizada para a cintagem horizontal.

#### 9.10.2.5 Cintas verticais

(1) Em edifícios de painéis com cinco ou mais pisos, deverão prever-se cintas verticais nos pilares e/ou nas paredes a fim de limitar os danos por colapso de um piso no caso de perda accidental do pilar ou da parede. Estas cintas deverão fazer parte de um sistema global que envolva a zona danificada e assegure a continuidade de transmissão dos esforços.

(2) Normalmente, deverão prever-se cintas verticais contínuas do nível inferior ao nível mais elevado, capazes de suportar a carga actuante na situação de projecto accidental no pavimento acima do pilar/parede perdidos accidentalmente. Poderão utilizar-se outras soluções baseadas, por exemplo, na acção de diafragma dos elementos de parede sobranceiros e/ou na acção de membrana dos pavimentos, se forem verificados o equilíbrio e uma suficiente capacidade de deformação.

(3) Quando um pilar ou uma parede é apoiado no seu nível inferior num elemento que não seja uma fundação (por exemplo, uma viga ou uma laje fungiforme), a perda accidental desse elemento deverá ser considerada no projecto, e deverá ser definida uma adequada trajectória de cargas alternativa.

### **9.10.3 Continuidade e amarração de cintas**

(1)P As cintagens em duas direcções horizontais devem ser efectivamente contínuas e amarradas na periferia da estrutura.

(2) Poderá adoptar-se uma cintagem integrada numa lâmina de compressão betonada no local ou no betão de juntas de elementos prefabricados. Quando num plano as cintas não são contínuas, deverão considerar-se os efeitos de flexão resultantes das excentricidades.

(3) Em geral não se deverão efectuar emendas por sobreposição de cintas localizadas em juntas estreitas de elementos prefabricados. Nestes casos deverão utilizar-se dispositivos de amarração mecânicos.

## **10 Regras adicionais relativas a elementos e estruturas prefabricados de betão**

### **10.1 Generalidades**

(1)P As regras indicadas nesta secção aplicam-se a edifícios total ou parcialmente constituídos por elementos prefabricados de betão e constituem um complemento às regras indicadas noutras secções. Outros assuntos, relacionados com disposições construtivas, produção e montagem, são abrangidos pelas normas específicas dos produtos.

*NOTA: Os títulos são numerados com 10 seguido do número da secção principal correspondente. Os títulos de nível inferior são numerados sucessivamente, sem ligação com os subtítulos das secções anteriores.*

#### **10.1.1 Terminologia particular utilizada nesta secção**

Elemento prefabricado: elemento produzido numa fábrica ou num outro local que não seja o da sua posição final na estrutura, protegido de condições atmosféricas adversas.

Produto prefabricado: elemento prefabricado produzido em conformidade com uma Norma Europeia específica.

Elemento composto: elemento constituído simultaneamente por betão moldado *in situ* e por betão prefabricado, com ou sem conectores.

Pavimento de vigotas e blocos de cofragem: pavimento constituído por vigotas prefabricadas tendo, entre elas, blocos de betão, blocos cerâmicos ou outros tipos de cofragem perdida, com ou sem camada contínua de betão complementar moldado *in situ*.

Diafragma: elemento plano solicitado por acções no seu plano; poderá ser constituído por vários elementos prefabricados ligados entre si.

Cinta: no contexto das estruturas prefabricadas, uma cinta é um elemento traccionado, perfeitamente contínuo, disposto num pavimento, parede ou pilar.

Elemento prefabricado isolado: elemento que não dispõe, em caso de rotura, de possibilidade secundária de transferência de cargas.

Situação transitória: no domínio da construção prefabricada de betão inclui:

- a desmoldagem;
- o transporte para a área de armazenamento;
- o armazenamento (condições de apoio e de carga);
- o transporte para o local da obra;
- o levantamento (elevação);
- a construção (montagem).



## 10.2 Bases para o projecto, requisitos fundamentais

(1)P Os elementos a ter em conta de modo específico no projecto e na definição das disposições construtivas de elementos e estruturas prefabricados de betão, são os seguintes:

- situações transitórias (ver 10.1.1);
- aparelhos de apoio; temporários e permanentes;
- ligações e juntas entre elementos.

(2) Quando relevante, deverão ser considerados os efeitos dinâmicos em situações transitórias. Na ausência de uma análise rigorosa, os efeitos estáticos poderão ser multiplicados por um coeficiente adequado (ver também as normas dos produtos relativamente a certos tipos específicos de produtos prefabricados).

(3) Sempre que forem necessários, os dispositivos mecânicos deverão ser descritos em pormenor de forma a permitir uma fácil montagem, inspecção e substituição.

## 10.3 Materiais

### 10.3.1 Betão

#### 10.3.1.1 Resistência

(1) Para produtos prefabricados no quadro de uma produção contínua e sujeitos a um sistema de controlo da qualidade adequado, conforme às normas de produtos e incluindo ensaios de resistência do betão à tracção, poderá utilizar-se uma análise estatística dos resultados dos ensaios como base para a avaliação da resistência à tracção a adoptar nas verificações dos estados limites de utilização, como alternativa aos valores do Quadro 3.1.

(2) Poderão utilizar-se classes de resistência intermédias às do Quadro 3.1.

(3) No caso de cura térmica dos elementos prefabricados de betão, a resistência à compressão do betão na idade  $t$  antes de 28 d,  $f_{cm}(t)$ , poderá ser estimada a partir da expressão (3.1) na qual a idade  $t$  do betão é substituída pela idade do betão corrigida em função da temperatura, obtida através da expressão (B.10) do Anexo B.

**NOTA:** O coeficiente  $\beta_{cc}(t)$  deverá ser limitado a 1.

Os efeitos da cura térmica poderão ser avaliados pela expressão (10.1):

$$f_{cm}(t) = f_{cmp} + \frac{f_{cm} - f_{cmp}}{\log(28 - t_p + 1)} \log(t - t_p + 1) \quad (10.1)$$

em que  $f_{cmp}$  é a resistência média à compressão após a cura térmica (isto é, na libertação das armaduras de pré-esforço), medida na idade  $t_p$  ( $t_p < t$ ) por meio de ensaios de amostras submetidas ao mesmo tratamento térmico que os elementos prefabricados.

#### 10.3.1.2 Fluência e retracção

(1) No caso de cura térmica dos elementos prefabricados de betão, é permitido estimar os valores das deformações por fluência através da função de maturidade, ver a expressão (B.10) do Anexo B.

(2) No cálculo das deformações por fluência, a idade do betão à data de carregamento  $t_0$  (em dias) na expressão (B.5) deverá ser substituída pela idade equivalente do betão obtida pelas expressões (B.9) e (B.10) do Anexo B.

(3) Em elementos prefabricados sujeitos a cura térmica, poderá admitir-se que:

- a) a extensão de retracção não é significativa durante a cura térmica; e
- b) a extensão de retracção autogénea é desprezável.

### **10.3.2 Aço de pré-esforço**

#### **10.3.2.1 Propriedades tecnológicas do aço de pré-esforço**

(1)P Para elementos pré-tensionados, deve considerar-se nas perdas devidas à relaxação o efeito do aumento da temperatura durante a cura do betão.

*NOTA:* A relaxação é acelerada durante a cura térmica, sendo então induzida uma extensão térmica. No final do tratamento térmico, a taxa de relaxação reduz-se.

(2) Nas expressões, indicadas em 3.3.2(7), que dão as perdas devidas à relaxação, deverá adicionar-se uma idade equivalente,  $t_{eq}$ , à idade depois da aplicação de pré-esforço,  $t$ , para ter em conta os efeitos do tratamento térmico na perda de pré-esforço devida à relaxação. A idade equivalente pode ser estimada a partir da expressão (10.2):

$$t_{eq} = \frac{1,14^{T_{max}-20}}{T_{max}-20} \sum_{i=1}^n (T_{(\Delta t_i)} - 20) \Delta t_i \quad (10.2)$$

em que:

- $t_{eq}$  idade equivalente (em horas);
- $T_{(\Delta t_i)}$  temperatura (em °C) durante o intervalo de tempo  $\Delta t_i$ ;
- $T_{max}$  temperatura máxima (em °C) durante o tratamento térmico.

### **10.5 Análise estrutural<sup>\*)</sup>**

#### **10.5.1 Generalidades**

(1)P A análise deve ter em conta:

- o comportamento dos elementos estruturais em todas as fases da construção, utilizando as grandezas geométricas e as propriedades válidas para a fase considerada e a sua interacção com outros elementos (por exemplo, com betão betonado *in situ*, com outros elementos prefabricados);
- o comportamento do sistema estrutural sob a influência do comportamento das ligações entre elementos, nomeadamente as deformações e a resistência reais das ligações;
- as incertezas com influência nas deformações impedidas e na transmissão dos esforços entre elementos, devidas às imperfeições geométricas e às tolerâncias do posicionamento dos elementos e dos aparelhos de apoio.

---

<sup>\*)</sup> A EN 1992-1-1:2004 não inclui a secção 10.4 (ver a Nota de 10.1) (nota nacional).

(2) Os efeitos favoráveis da fixação horizontal por atrito devido ao peso de elementos apoiados só poderão ser considerados em zonas não sísmicas (utilizando  $\gamma_{G,inf}$ ) e só quando:

- a estabilidade global da estrutura não resulte exclusivamente do atrito;
- a disposição dos apoios exclua a possibilidade de acumulação de um deslizamento irreversível do elemento, como a causada por comportamento assimétrico sob acções alternadas (por exemplo, efeitos térmicos cíclicos nas extremidades de contacto de elementos simplesmente apoiados);
- seja eliminada a ocorrência de acções de impacto significativas.

(3) Os efeitos dos movimentos horizontais deverão ser considerados na avaliação da resistência da estrutura e da integridade das ligações.

### 10.5.2 Perdas de pré-esforço

(1) No caso de cura térmica de elementos prefabricados de betão, a redução da tensão nas armaduras de pré-esforço e a dilatação impedida do betão, devido à temperatura, induzem uma perda térmica específica,  $\Delta P_\theta$ . Esta perda poderá ser estimada pela expressão (10.3):

$$\Delta P_\theta = 0,5 A_p E_p \alpha_c (T_{\max} - T_0) \quad (10.3)$$

em que:

- $A_p$  área da secção transversal das armaduras de pré-esforço;
- $E_p$  módulo de elasticidade das armaduras de pré-esforço;
- $\alpha_c$  coeficiente de dilatação térmica linear do betão (ver 3.1.3(5));
- $T_{\max} - T_0$  diferença entre a temperatura máxima e a temperatura inicial do betão junto das armaduras de pré-esforço, em °C.

**NOTA:** Qualquer perda de pré-esforço,  $\Delta P_\theta$ , devida ao alongamento provocado pela cura térmica, poderá ser ignorada se as armaduras de pré-esforço forem pré-aquecidas.

## 10.9 Regras particulares relativas ao projecto e à pormenorização

### 10.9.1 Momentos de encastramento nas lajes

(1) Os momentos de encastramento poderão ser equilibrados por armaduras superiores colocadas na lâmina de compressão ou nos alvéolos dos blocos das lajes aligeiradas. No primeiro caso, o esforço tangencial na ligação deverá ser verificado de acordo com o disposto em 6.2.5. No segundo caso, a transferência dos esforços entre o betão no alvéolo e o bloco da laje aligeirada deverá ser verificada de acordo com 6.2.5. O comprimento da armadura superior deverá estar de acordo com 9.2.1.3.

(2) Os efeitos dos encastramentos secundários nos apoios de lajes simplesmente apoiadas deverão ser equilibrados por armaduras e/ou por disposições construtivas particulares.

### 10.9.2 Ligações entre paredes e pavimentos

(1) Nas paredes apoiadas sobre lajes de pavimento, deverão prever-se geralmente armaduras para equilibrar eventuais excentricidades e os efeitos de concentração de cargas verticais na extremidade da parede. Para os elementos de pavimento, ver 10.9.1(2).

(2) Não é necessária nenhuma armadura específica desde que a carga vertical por unidade de comprimento seja  $\leq 0,5h f_{cd}$ , em que  $h$  é a espessura da parede, ver a Figura 10.1. A carga poderá ser aumentada até  $0,6h f_{cd}$  desde que sejam dispostas armaduras de acordo com a Figura 10.1, com um diâmetro  $\phi \geq 6$  mm e um

espaçamento  $s$  não superior ao menor dos valores  $h$  e 200 mm. Para cargas mais elevadas, deverão dimensionar-se armaduras como referido em (1). Uma verificação separada deverá ser efectuada para a parede inferior.

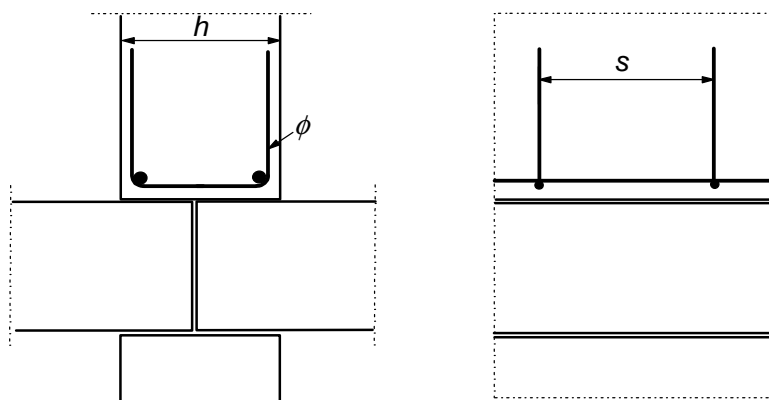


Figura 10.1 – Exemplo de armaduras entre duas lajes de pavimento numa parede apoiada sobre a junta

### 10.9.3 Pavimentos

(1)P As disposições construtivas relativas aos pavimentos devem ser compatíveis com as hipóteses de análise e de cálculo. Devem tomar-se em consideração as normas dos produtos aplicáveis.

(2)P Nos casos em que tiver sido considerada a distribuição transversal de cargas entre elementos adjacentes, devem prever-se adequadas ligações resistentes ao corte.

(3)P Devem ser considerados os efeitos de eventuais deformações impedidas em elementos prefabricados, mesmo que no projecto tenham sido considerados apoios simples.

(4) A transferência dos esforços transversos nas ligações poderá ser realizada de várias formas. Na Figura 10.2 são representados três tipos principais de ligações.

(5) A distribuição transversal de cargas deverá definir-se por métodos analíticos ou por ensaios, tendo em conta as possíveis variações de carga entre elementos prefabricados. O resultante esforço de corte entre os elementos do pavimento deverá ser considerado no cálculo das ligações e das partes adjacentes dos elementos (por exemplo, nervuras ou almas exteriores).

Para pavimentos com acções uniformemente distribuídas, este esforço de corte por unidade de comprimento poderá ser considerado, na ausência de uma análise mais rigorosa, igual a:

$$v_{Ed} = q_{Ed} \cdot b_e / 3 \quad (10.4)$$

em que:

$q_{Ed}$  valor de cálculo da acção variável (kN/m<sup>2</sup>);

$b_e$  largura do elemento.

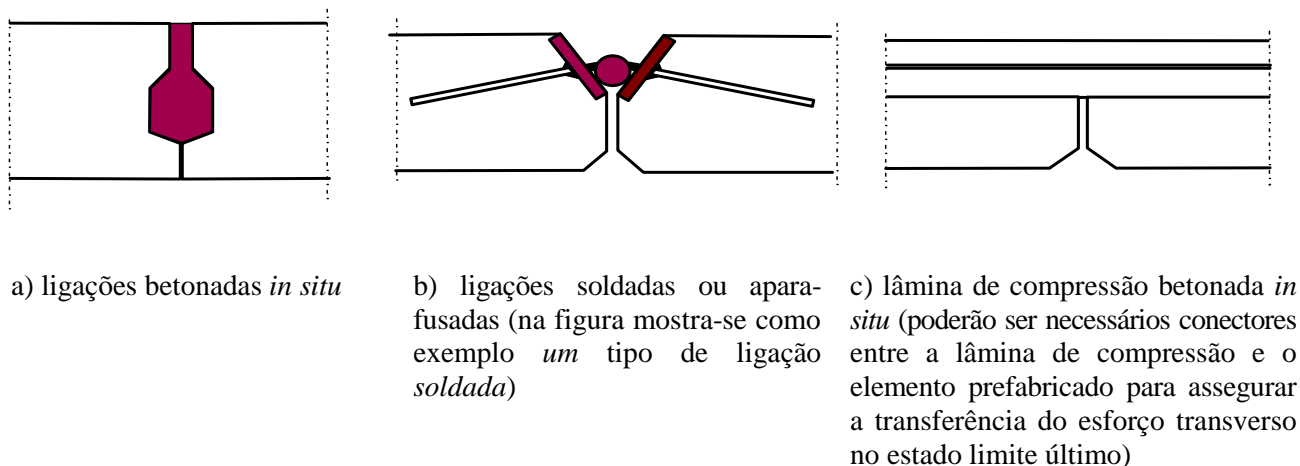


Figura 10.2 – Exemplos de ligações para transferência dos esforços transversos

(6) Quando se adoptam os pavimentos prefabricados como diafragmas para a transmissão das acções horizontais aos elementos de contraventamento, deverá considerar-se o seguinte:

- o diafragma deverá fazer parte de um modelo estrutural realista, tendo em conta a compatibilidade de deformação com os elementos de contraventamento;
- os efeitos das deformações horizontais deverão ser considerados para todas as partes da estrutura envolvidas na transmissão das acções horizontais;
- o diafragma deverá ser armado para as forças de tracção previstas pelo modelo estrutural;
- as concentrações de tensões nas aberturas e nas ligações deverão ser consideradas na pormenorização das armaduras.

(7) A armadura transversal para a transferência dos esforços transversos nas juntas do diafragma poderá ser concentrada ao longo dos apoios, formando ligações consistentes com o modelo estrutural. Esta armadura poderá ser colocada na camada de betão complementar, caso esta exista.

(8) Os elementos prefabricados com uma camada de betão complementar de, pelo menos, 40 mm poderão ser calculados como elementos compostos desde que o esforço transversal na interface seja verificado de acordo com 6.2.5. O elemento prefabricado deverá ser calculado para todas as fases de construção, antes e após a interacção ser efectiva.

(9) A armadura transversal de flexão ou para outros efeitos de acções poderá ficar totalmente no interior da camada de betão complementar. A pormenorização de armaduras deverá ser consistente com o modelo estrutural, por exemplo, o caso de lajes armadas em duas direcções.

(10) As almas ou nervuras de elementos isolados de lajes (isto é, elementos que não estão ligados para a transferência de esforços transversos) deverão dispor, tal como as vigas, de armaduras de esforço transversal.

(11) Os pavimentos com nervuras de vigotas prefabricadas e blocos de cofragem resistentes sem camada (contínua) de betão complementar poderão ser analisados como lajes maciças, se as nervuras transversais betonadas *in situ* tiverem armaduras contínuas que atravessem as nervuras longitudinais de vigotas prefabricadas e forem espaçadas de  $s_T$ , de acordo com o Quadro 10.1.

(12) Para a acção de diafragma entre elementos prefabricados de lajes prefabricadas com ligações betonadas *in situ*, a tensão de corte longitudinal média,  $v_{Rdi}$ , deverá ser limitada a 0,1 MPa para superfícies muito lisas e a 0,15 MPa para superfícies lisas e rugosas. Ver 6.2.5 para a definição das superfícies.

Quadro 10.1 – Espaçamento máximo das nervuras transversais,  $s_T$ , para uma análise de pavimentos de vigotas e blocos como lajes maciças.  $s_L$  = espaçamento das vigotas,  $l_L$  = comprimento (vão) das vigotas,  $h$  = espessura do pavimento

Tipo de sobrecargas	$s_L \leq l_L/8$	$s_L > l_L/8$
Residenciais, neve	não necessário	$s_T \leq 12 h$
Outras	$s_T \leq 10 h$	$s_T \leq 8 h$

#### **10.9.4 Ligações e apoios de elementos prefabricados**

##### **10.9.4.1 Materiais**

(1)P Os materiais utilizados para as ligações devem ser:

- estáveis e duradouros para o tempo de vida útil de projecto da estrutura;
- química e fisicamente compatíveis;
- protegidos das influências químicas e físicas adversas;
- com uma resistência ao fogo compatível com a resistência ao fogo da estrutura.

(2)P As placas de apoio devem possuir propriedades de resistência e de deformabilidade conformes com as hipóteses de cálculo.

(3)P Os elementos metálicos de fixação dos revestimentos, em ambientes que não sejam das classes X0 e XC1 (ver o Quadro 4.1) e que não estejam protegidos contra essas condições ambientais, devem ser de materiais resistentes à corrosão. Se a inspecção for possível, poderão utilizar-se também materiais revestidos.

(4)P Antes de se proceder à soldadura, ao recozimento ou à enformagem a frio, deve verificar-se a adequabilidade do material.

##### **10.9.4.2 Regras gerais para o projecto e para as disposições construtivas relativas a ligações**

(1)P As ligações devem ser capazes de resistir aos efeitos das acções em conformidade com as hipóteses de cálculo, de adaptar-se às deformações necessárias e de assegurar um comportamento robusto da estrutura.

(2)P O fendimento ou o destacamento prematuros do betão nas extremidades dos elementos devem ser evitados, tendo em atenção:

- os movimentos relativos entre elementos;
- as tolerâncias de construção;
- os requisitos de montagem;
- a facilidade de execução;
- a facilidade de inspecção.

(3) A verificação da resistência e da rigidez das ligações poderá basear-se em análise, eventualmente complementada por apoio experimental (para o projecto com apoio experimental, ver a EN 1990, Anexo D). As imperfeições deverão ser tomadas em consideração. Os valores de cálculo baseados em ensaios deverão ter em conta os desvios desfavoráveis relacionados com as condições de ensaio.

#### **10.9.4.3 Ligações que transmitem esforços de compressão**

- (1) Nas ligações por compressão, os esforços transversos poderão ser ignorados se forem inferiores a 10 % do esforço de compressão.
- (2) Nas ligações com materiais de assentamento como argamassa, betão ou resinas, deverá evitar-se o movimento relativo entre as superfícies ligadas durante o endurecimento dos materiais.
- (3) As ligações sem material de assentamento (ligações secas) só deverão ser utilizadas no caso de estar garantida uma qualidade de execução adequada. A tensão média na zona de contacto das superfícies planas não deverá ser superior a  $0,3 f_{cd}$ . As ligações secas com superfícies curvas (convexas) deverão ser calculadas tendo em conta a geometria.
- (4) As tensões de tracção transversais existentes em elementos adjacentes deverão ser consideradas. Poderão dever-se a compressão localizada, de acordo com a Figura 10.3a), ou à expansão das camadas de material elástico, de acordo com a Figura 10.3b). No caso a), as armaduras poderão ser calculadas e dispostas de acordo com 6.5. No caso b), as armaduras deverão ser colocadas junto às superfícies dos elementos adjacentes.
- (5) Na ausência de modelos mais rigorosos, as armaduras no caso b) poderão ser calculadas pela expressão (10.5):

$$A_s = 0,25 (t / h) F_{Ed} / f_{yd} \quad (10.5)$$

em que:

$A_s$  área de armaduras em cada superfície;

$t$  espessura das camadas de material elástico;

$h$  dimensão, na direcção da armadura, das camadas de material elástico;

$F_{Ed}$  esforço de compressão na ligação.

- (6) A resistência máxima das ligações por compressão pode ser determinada de acordo com 6.7 ou basear-se em análise, eventualmente com apoio experimental (para o projecto com apoio experimental, ver a EN 1990).

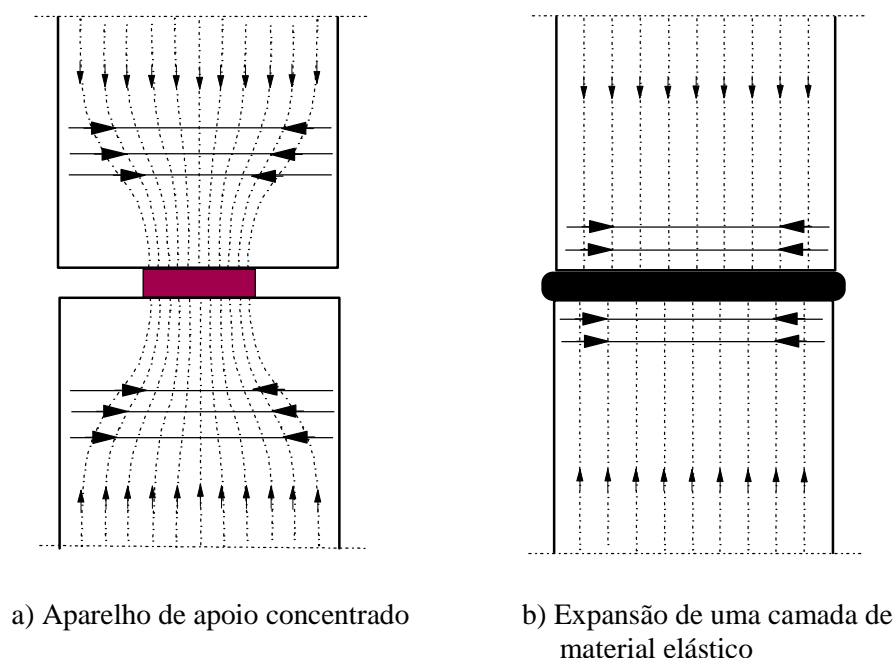


Figura 10.3 – Tensões de tracção transversais em ligações em compressão

#### 10.9.4.4 Ligações que transmitem esforços transversos

(1) Para a transferência de esforços transversos na interface entre dois betões, por exemplo, um elemento prefabricado e betão colocado *in situ*, ver 6.2.5.

#### 10.9.4.5 Ligações que transmitem esforços de flexão ou de tracção

(1) P A armadura deve ser contínua através da ligação e ser amarrada nos elementos adjacentes.

(2) Poderá obter-se continuidade, por exemplo, através de:

- sobreposição de varões;
- injeção dos furos de alojamento das armaduras;
- sobreposição de laços de armadura;
- soldadura de varões ou de chapas de aço;
- pré-esforço;
- dispositivos mecânicos (uniões roscadas ou injectadas);
- conectores de engaste (uniões engastadas).

#### 10.9.4.6 Juntas em dente

(1) As juntas em dente poderão ser projectadas usando modelos de escoras e tirantes, de acordo com 6.5. Dois modelos de cálculo e correspondentes armaduras estão indicados na Figura 10.4. Os dois modelos poderão ser combinados.



**NOTA:** A figura representa apenas os elementos principais dos modelos de escoras e tirantes.

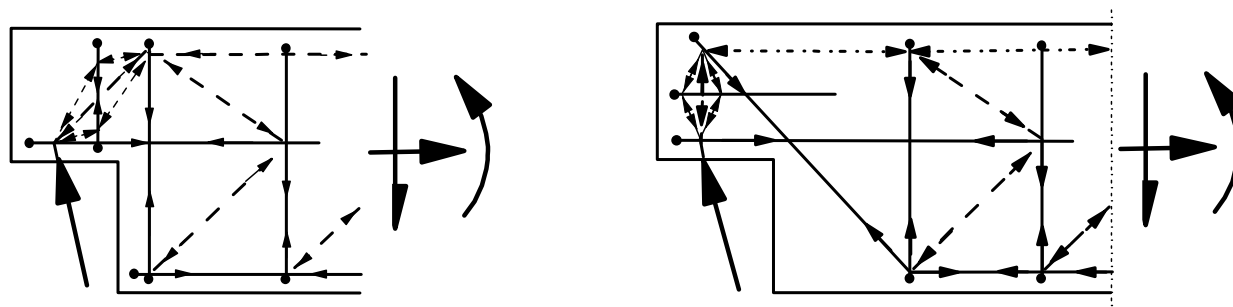


Figura 10.4 – Modelos indicativos de armaduras para juntas em dente

#### 10.9.4.7 Amarração das armaduras nos apoios

(1) A armadura nos elementos de apoio e nos elementos apoiados deverá ser pormenorizada de forma a assegurar a sua amarração nos respectivos nós, tendo em conta eventuais desvios. Apresenta-se um exemplo na Figura 10.5.

O comprimento de apoio efectivo,  $a_1$ , é controlado por uma distância  $d$  (ver a Figura 10.5) a partir dos bordos de cada elemento em que:

$d_i = c_i + \Delta a_i$  no caso de laços horizontais ou de varões amarrados de outra forma nas extremidades;

$d_i = c_i + \Delta a_i + r_i$  no caso de varões dobrados na vertical;

em que:

$c_i$  recobrimento das armaduras;

$\Delta a_i$  tolerância (ver 10.9.5.2(1));

$r_i$  raio de dobragem.

Ver a Figura 10.5 e 10.9.5.2(1) para as definições de  $\Delta a_2$  ou  $\Delta a_3$ .

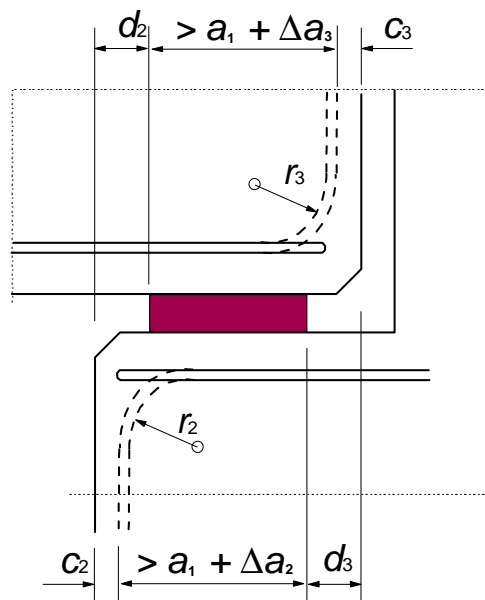


Figura 10.5 – Exemplo de uma disposição construtiva da armadura no apoio

## 10.9.5 Aparelhos de apoio

### 10.9.5.1 Generalidades

(1)P O correcto funcionamento dos aparelhos de apoio deve ser assegurado pelas armaduras nos elementos adjacentes, pela limitação da tensão de compressão no apoio, assim como por medidas que permitam ter em conta os deslocamentos e deformações impedidos.

(2)P No caso de aparelhos de apoio que não permitam deslizamento ou rotação sem que ocorra uma coacção significativa, devem considerar-se, no cálculo dos elementos adjacentes, as acções devidas à fluência, à retracção, à temperatura, à falta de alinhamento ou verticalidade, etc.

(3) Os efeitos referidos em (2)P poderão requerer armaduras transversais nos elementos de apoio e nos elementos apoiados, e/ou armaduras de continuidade para ligar os elementos entre si. Poderão também influenciar o dimensionamento da armadura principal desses elementos.

(4)P Os aparelhos de apoio devem ser calculados e pormenorizados de modo a assegurar o seu correcto posicionamento, tendo em conta as tolerâncias de fabrico e de montagem.

(5)P Os possíveis efeitos dos dispositivos de amarração do pré-esforço e de vazios para alojamentos devem ser tomados em consideração.

### 10.9.5.2 Aparelhos de apoio para elementos contínuos (não isolados)

(1) O comprimento nominal  $a$  de um apoio simples, como representado na Figura 10.6, poderá ser calculado por:

$$a = a_1 + a_2 + a_3 + \sqrt{\Delta a_2^2 + \Delta a_3^2} \quad (10.6)$$

em que:

- $a_1$  comprimento útil do apoio, função da pressão localizada,  $a_1 = F_{Ed} / (b_1 f_{Rd})$ , mas não menor do que os valores mínimos indicados no Quadro 10.2;
- $F_{Ed}$  valor de cálculo da reacção de apoio;
- $b_1$  largura útil de apoio, ver (3);
- $f_{Rd}$  valor de cálculo da resistência do apoio, ver (2);
- $a_2$  distância considerada ineficaz a partir da face do elemento de apoio, ver a Figura 10.6 e o Quadro 10.3;
- $a_3$  distância similar para o elemento apoiado, ver a Figura 10.6 e o Quadro 10.4;
- $\Delta a_2$  tolerância para a distância entre as faces dos elementos do apoio, ver o Quadro 10.5;
- $\Delta a_3$  tolerância para o comprimento do elemento apoiado,  $\Delta a_3 = l_n / 2500$ , sendo  $l_n$  o comprimento do elemento.

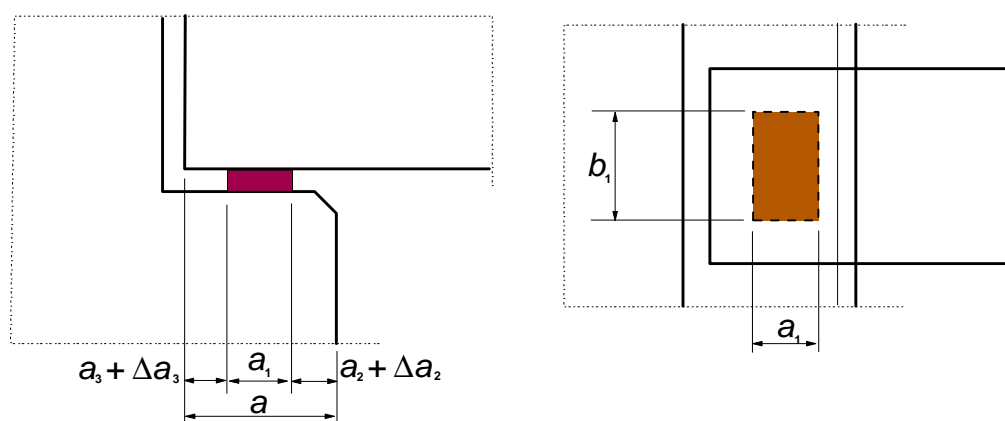


Figura 10.6 – Exemplo de aparelho de apoio e definições

Quadro 10.2 – Valor mínimo de  $a_1$  em mm

Pressão localizada relativa, $\sigma_{Ed}/f_{cd}$	$\leq 0,15$	0,15 - 0,4	$> 0,4$
Apoios lineares (pavimentos, coberturas)	25	30	40
Pavimentos nervurados e madres	55	70	80
Apoios concentrados (vigas)	90	110	140

Quadro 10.3 – Distância  $a_2$  (mm) considerada como ineficaz a partir da face do elemento de apoio  
Nos casos (-) deverá utilizar-se um enchimento de betão

Material e tipo de apoio		$\sigma_{Ed}/f_{cd}$	$\leq 0,15$	$0,15 - 0,4$	$> 0,4$
Aço	linear		0	0	10
	concentrado		5	10	15
Betão armado $\geq$ C30	linear		5	10	15
	concentrado		10	15	25
Betão simples e betão armado $<$ C30	linear		10	15	25
	concentrado		20	25	35
Alvenaria	linear		10	15	(-)
	concentrada		20	25	(-)

Quadro 10.4 – Distância  $a_3$  (mm) considerada como ineficaz a partir da face do elemento apoiado

Pormenorização da armadura	Apoio	
	Linear	Concentrado
Varões contínuos sobre o apoio (com ou sem encastramento)	0	0
Varões rectos, laços horizontais, junto à extremidade do elemento	5	15, mas não inferior ao recobrimento de betão na extremidade
Armaduras de pré-esforço e varões de espera	5	15
Laço vertical	15	recobrimento de betão na extremidade + raio interior de dobragem

Quadro 10.5 – Tolerância  $\Delta a_2$  para a distância livre entre as faces dos elementos do apoio  
 $l$  = comprimento do vão

Material do apoio	$\Delta a_2$
Aço ou betão prefabricado	$10 \text{ mm} \leq l/1200 \leq 30 \text{ mm}$
Alvenaria ou betão betonado <i>in situ</i>	$15 \text{ mm} \leq l/1200 + 5 \text{ mm} \leq 40 \text{ mm}$

(2) Na ausência de outras especificações, podem utilizar-se os seguintes valores para a resistência de apoio:

$$f_{Rd} = 0,4 f_{cd} \quad \text{para ligações secas (ver 10.9.4.3(3) para a definição);}$$

$$f_{Rd} = f_{bed} \leq 0,85 f_{cd} \quad \text{nos restantes casos;}$$

em que:

$f_{cd}$  menor dos dois valores: resistência de cálculo do elemento apoiado e resistência de cálculo do elemento de apoio;

$f_{bed}$  resistência de cálculo do material de assentamento.

(3) Se forem adoptadas disposições a fim de obter uma distribuição uniforme da pressão de apoio, por exemplo, pela utilização de argamassa, placas de neoprene ou dispositivos semelhantes, o valor de cálculo da largura de apoio  $b_1$  poderá ser considerado igual à sua largura real. Caso contrário, e na ausência de uma análise mais rigorosa,  $b_1$  não deverá ser superior a 600 mm.

### 10.9.5.3 Aparelhos de apoio para elementos isolados

(1)P O comprimento nominal do apoio deve ser 20 mm superior ao de elementos não isolados.

(2)P Se o aparelho de apoio permitir movimentos do apoio, o comprimento útil do apoio deve ser aumentado para incluir eventuais movimentos.

(3)P Se um elemento tiver outra ligação que não seja ao nível do seu aparelho de apoio, o comprimento útil do apoio,  $a_1$ , deve ser aumentado para incluir o efeito de uma eventual rotação em torno dessa ligação.

## 10.9.6 Fundações de encaixe

### 10.9.6.1 Generalidades

(1)P Os encaixes de betão devem ser capazes de transferir os esforços verticais, os momentos flectores e os esforços horizontais dos pilares ao terreno. As dimensões do encaixe devem ser suficientes para permitir uma boa betonagem sob a base do pilar e em torno dele.

### 10.9.6.2 Encaixes denteados

(1) Poderá considerar-se que os encaixes especificamente fabricados com paredes denteadas ou recortadas actuam monoliticamente com o pilar.

(2) Quando a transferência de momentos originar esforços verticais de tracção, a sobreposição das armaduras do pilar e da fundação, com superfícies conjugadas, necessita de ser cuidadosamente pormenorizada de modo a prever o espaçamento entre os dois conjuntos de armaduras. O comprimento de sobreposição, de acordo com 8.7, deverá ser aumentado pelo menos da distância horizontal entre os varões do pilar e da fundação (ver a Figura 10.7(a)). Deverá adoptar-se uma armadura horizontal proporcionada à emenda por sobreposição.

(3) A verificação do punçoamento deverá ser efectuada como no caso de ligações monolíticas entre pilares e fundações de acordo com 6.4, conforme representado na Figura 10.7(a), desde que seja verificada a transferência do esforço transversal entre o pilar e a sapata. Caso contrário, a verificação do punçoamento deverá ser efectuada como no caso de encaixes lisos.

### 10.9.6.3 Encaixes lisos

(1) Poderá considerar-se que a transmissão das forças e do momento do pilar para a fundação é efectuada por esforços de compressão,  $F_1$ ,  $F_2$  e  $F_3$ , através do betão de enchimento e das forças de atrito correspondentes, como representado na Figura 10.7(b). Este modelo requer que seja verificada a condição  $l \geq 1,2 h$ .

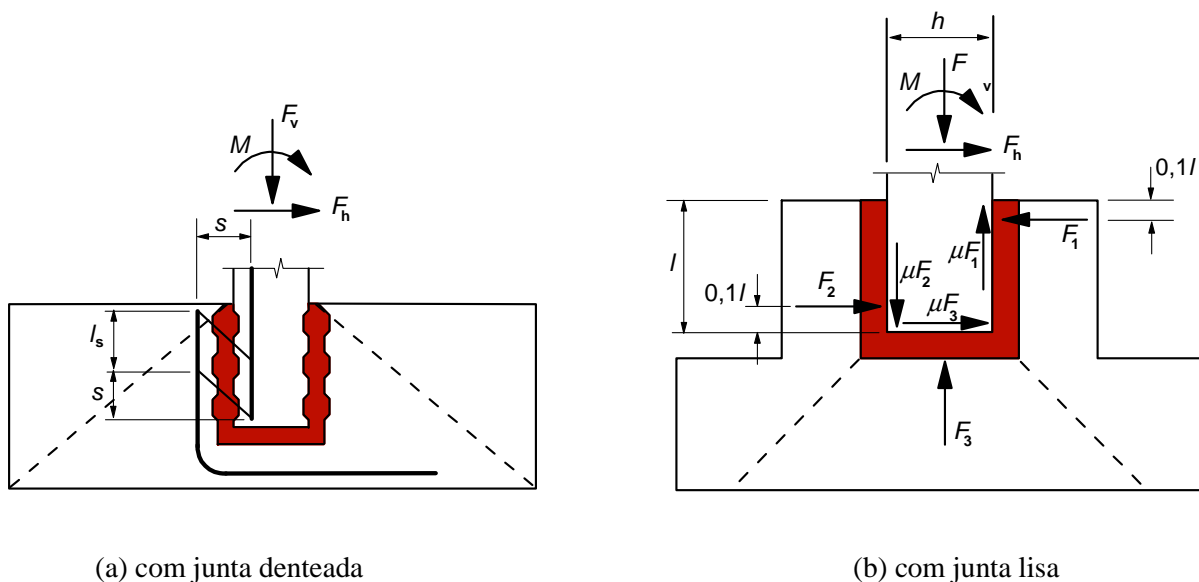


Figura 10.7 – Fundações de encaixe

(2) O coeficiente de atrito não deverá ser considerado superior a  $\mu = 0,3$ .

(3) Deverá prestar-se especial atenção aos seguintes pontos:

- pormenorização das armaduras para  $F_1$  na parte superior das paredes do encaixe;
- transferência de  $F_1$  para a sapata ao longo das paredes laterais do encaixe;
- amarração das armaduras principais no pilar e nas paredes do encaixe;
- resistência ao esforço transverso do pilar no encaixe;
- resistência ao punçoamento da sapata sob a acção dos esforços no pilar, cujo cálculo poderá ter em conta o betão betonado *in situ* sob o elemento prefabricado.

### 10.9.7 Sistemas de cintagem

(1) Para placas solicitadas no seu plano, por exemplo paredes e pavimentos com funções de contraventamento, a interacção necessária poderá ser obtida cintando a estrutura através de cintas periféricas e/ou interiores.

Essas mesmas cintas poderão também actuar na prevenção de um colapso progressivo, conforme o disposto em 9.10.

## 11 Estruturas de betão leve

### 11.1 Generalidades

(1)P Nesta secção 11 são indicados requisitos adicionais para o betão leve (LWAC). É feita referência a outras secções (1 a 10 e 12) da presente Norma assim como aos seus Anexos.

*NOTA: Os títulos são numerados com 11 seguido do número da secção principal correspondente. Os títulos de nível inferior são numerados sucessivamente, sem ligação com os subtítulos das secções anteriores. Se forem apresentadas alternativas para expressões, figuras ou quadros de outras secções, os números de referência originais são conservados também precedidos por 11.*

### **11.1.1 Objectivo e campo de aplicação**

(1)P De uma forma geral aplicam-se todas as disposições das secções 1 a 10 e 12, excepto quando substituídas por disposições especiais indicadas nesta secção. Em geral, quando as expressões utilizam valores de resistência indicados no Quadro 3.1, estes têm que ser substituídos pelos valores correspondentes para o betão leve, indicados nesta secção no Quadro 11.3.1.

(2)P A secção 11 aplica-se a todos os betões de estrutura fechada constituídos por agregados leves minerais, naturais ou artificiais, a não ser que a experiência indique de modo fiável que é possível adoptar com toda a segurança disposições diferentes das que são aqui indicadas.

(3) Esta secção não se aplica nem ao betão celular, de cura normal ou em autoclave, nem ao betão leve de estrutura aberta.

(4)P O betão leve é um betão de estrutura fechada cuja massa volúmica não é superior a  $2200 \text{ kg/m}^3$  e que é constituído ou contém uma certa percentagem de agregados leves artificiais ou naturais com uma massa volúmica inferior a  $2000 \text{ kg/m}^3$ .

### **11.1.2 Símbolos específicos**

1(P) Os seguintes símbolos são especificamente utilizados para o betão leve:

LC símbolo que precede as classes de resistência do betão leve;

$\eta_E$  coeficiente de conversão para o cálculo do módulo de elasticidade;

$\eta_1$  coeficiente para a determinação da resistência à tracção;

$\eta_2$  coeficiente para a determinação do coeficiente de fluência;

$\eta_3$  coeficiente para a determinação da retracção por secagem;

$\rho$  massa volúmica do betão leve seco em estufa, em  $\text{kg/m}^3$ .

Para as propriedades mecânicas, acrescenta-se o índice *l* (leve).

## **11.2 Bases para o projecto**

1(P) A secção 2 aplica-se sem qualquer modificação ao betão leve.

## **11.3 Materiais**

### **11.3.1 Betão**

(1)P Na EN 206-1, o betão leve é classificado em função da sua massa volúmica como indicado no Quadro 11.1. Além disso, este quadro indica as massas volúmicas para betão simples e armado, com percentagens normais de armadura, que poderão ser utilizadas no cálculo do peso próprio ou de sobrecargas de natureza permanente. Em alternativa, a massa volúmica poderá ser especificada em termos de valor alvo.

(2) Em alternativa, a contribuição da armadura para a massa volúmica poderá ser determinada por meio de cálculo.

Quadro 11.1 – Classes de massa volúmica e valores de cálculo da massa volúmica do betão leve, de acordo com a EN 206-1

Classe de massa volúmica		1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0
Massa volúmica (kg/m <sup>3</sup> )		801-1000	1001-1200	1201-1400	1401-1600	1601-1800	1801-2000
Massa volúmica (kg/m <sup>3</sup> )	Betão simples	1050	1250	1450	1650	1850	2050
	Betão armado	1150	1350	1550	1750	1950	2150

(3) A resistência do betão leve à tracção poderá ser obtida multiplicando os valores de  $f_{ct}$  do Quadro 3.1 por um coeficiente:

$$\eta_1 = 0,40 + 0,60\rho/2200 \quad (11.1)$$

em que:

$\rho$  limite superior da massa volúmica para a classe considerada, de acordo com o Quadro 11.1.

### 11.3.2 Deformação elástica

(1) Uma estimativa dos valores médios do módulo secante  $E_{lcm}$  do betão leve poderá obter-se multiplicando os valores indicados no Quadro 3.1, para o betão de massa volúmica normal, pelo coeficiente:

$$\eta_E = (\rho/2200)^2 \quad (11.2)$$

em que  $\rho$  representa a massa volúmica após secagem em estufa de acordo com a EN 206-1, secção 4 (ver o Quadro 11.1).

Quando forem necessários dados rigorosos, por exemplo, quando as flechas tiverem grande importância, deverão efectuar-se ensaios para determinar os valores de  $E_{lcm}$ , de acordo com a ISO 6784.

**NOTA:** O Anexo Nacional de um país poderá fornecer informações complementares não contraditórias.

(2) O coeficiente de dilatação térmica do betão leve depende, principalmente, do tipo de agregado utilizado e varia muito entre cerca de  $4 \cdot 10^{-6}/K$  e  $14 \cdot 10^{-6}/K$ .

Nos casos em que a dilatação térmica não tenha grande importância, poderá considerar-se, para efeitos de cálculo, um coeficiente de dilatação térmica igual a  $8 \cdot 10^{-6}/K$ .

As diferenças entre os coeficientes de dilatação térmica do aço e do betão leve não têm que ser consideradas no cálculo.



Quadro 11.3.1 – Características de resistência e de deformação do betão leve

Classes de resistência do betão leve														Expressão analítica/Comentário
$f_{\text{ck}}$ (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	
$f_{\text{ck,cube}}$ (MPa)	13	18	22	28	33	38	44	50	55	60	66	77	88	
$f_{\text{cm}}$ (MPa)	17	22	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	Para $f_{\text{ck}} \geq 20$ MPa $f_{\text{cm}} = f_{\text{ck}} + 8$ (MPa)
$f_{\text{ctm}}$ (MPa)	$f_{\text{ctm}} = f_{\text{cm}} \cdot \eta_1$													$\eta_1=0,40+0,60\rho/2200$
$f_{\text{ctk},0,05}$ (MPa)	$f_{\text{ctk},0,05} = f_{\text{ctk},0,05} \cdot \eta_1$													quantilho de 5 %
$f_{\text{ctk},0,95}$ (MPa)	$f_{\text{ctk},0,95} = f_{\text{ctk},0,95} \cdot \eta_1$													quantilho de 95 %
$E_{\text{cm}}$ (GPa)	$E_{\text{cm}} = E_{\text{cm}} \cdot \eta_E$													$\eta_E = (\rho/2200)^2$
$\epsilon_{\text{cl}}$ (‰)	$k f_{\text{cm}} / (E_{\text{cl}} \cdot \eta_E) \begin{cases} k = 1,1 \text{ no caso de betão leve com areia} \\ k = 1,0 \text{ no caso de betão leve exclusivamente} \\ \text{com agregados leves} \end{cases}$													ver a Figura 3.2
$\epsilon_{\text{cu1}}$ (‰)	$\epsilon_{\text{cl}}$													ver a Figura 3.2
$\epsilon_{\text{c2}}$ (‰)	2,0									2,2	2,3	2,4	2,5	ver a Figura 3.3
$\epsilon_{\text{cu2}}$ (‰)	3,5 $\eta_1$									3,1 $\eta_1$	2,9 $\eta_1$	2,7 $\eta_1$	2,6 $\eta_1$	ver a Figura 3.3 $ \epsilon_{\text{cu2}}  \geq  \epsilon_{\text{c2}} $
$n$	2,0									1,75	1,6	1,45	1,4	
$\epsilon_{\text{c3}}$ (‰)	1,75									1,8	1,9	2,0	2,2	ver a Figura 3.4
$\epsilon_{\text{cu3}}$ (‰)	3,5 $\eta_1$									3,1 $\eta_1$	2,9 $\eta_1$	2,7 $\eta_1$	2,6 $\eta_1$	ver a Figura 3.4 $ \epsilon_{\text{cu3}}  \geq  \epsilon_{\text{c3}} $

### 11.3.3 Fluência e retracção

(1) Para o betão leve, poderá considerar-se que o coeficiente de fluência,  $\phi$ , é igual ao valor do betão de massa volúmica normal multiplicado por um coeficiente  $(\rho/2200)^2$ .

As extensões de fluência determinadas desta forma deverão ser multiplicadas por um coeficiente  $\eta_2$ :

$$\begin{aligned}\eta_2 &= 1,3 \quad \text{para } f_{\text{ck}} \leq \text{LC16/18} \\ &= 1,0 \quad \text{para } f_{\text{ck}} \geq \text{LC20/22}\end{aligned}$$

(2) Os valores finais da retracção por secagem para o betão leve podem ser obtidos multiplicando os valores para o betão de massa volúmica normal, indicados no Quadro 3.2, por um coeficiente  $\eta_3$ :

$$\begin{aligned}\eta_3 &= 1,5 \quad \text{para } f_{\text{ck}} \leq \text{LC16/18} \\ &= 1,2 \quad \text{para } f_{\text{ck}} \geq \text{LC20/22}\end{aligned}$$

(3) As expressões (3.11), (3.12) e (3.13), que dão informações relativas à retracção autogénea, conduzem a valores máximos para os betões leves, quando não é possível o fornecimento de água pelos agregados à microestrutura durante a secagem. Caso se utilizem agregados leves saturados de água, ou mesmo apenas parcialmente saturados, os valores da retracção serão consideravelmente reduzidos.

### 11.3.4 Relações tensões-extensões para análise estrutural não linear

(1) Para o betão leve, os valores  $\varepsilon_{c1}$  e  $\varepsilon_{cu1}$ , constantes na Figura 3.2, deverão ser substituídos por  $\varepsilon_{lc1}$  e  $\varepsilon_{lcu1}$  indicados no Quadro 11.3.1.

### 11.3.5 Valores de cálculo das tensões de rotura à compressão e à tracção

(1)P O valor de cálculo da tensão de rotura à compressão é definido por:

$$f_{\text{cd}} = \alpha_{\text{cc}} f_{\text{ck}} / \gamma_c \quad (11.3.15)$$

em que  $\gamma_c$  é o coeficiente parcial de segurança relativo ao betão, ver 2.4.2.4, e  $\alpha_{\text{cc}}$  é um coeficiente definido em 3.1.6(1)P.

**NOTA:** O valor de  $\alpha_{\text{cc}}$  a utilizar num determinado país poderá ser indicado no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado é 0,85.

(2)P O valor de cálculo da tensão de rotura à tracção é definido por:

$$f_{\text{ctd}} = \alpha_{\text{ct}} f_{\text{ctk}} / \gamma_c \quad (11.3.16)$$

em que  $\gamma_c$  é o coeficiente parcial de segurança relativo ao betão, ver 2.4.1.4<sup>\*</sup>, e  $\alpha_{\text{ct}}$  é um coeficiente definido em 3.1.6(2)P.

**NOTA:** O valor de  $\alpha_{\text{ct}}$  a utilizar num determinado país poderá ser indicado no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado é 0,85.

### 11.3.6 Relações tensões-extensões para o cálculo de secções

(1) Para o betão leve, os valores  $\varepsilon_{c2}$  e  $\varepsilon_{cu2}$ , constantes na Figura 3.3, deverão ser substituídos pelos valores de  $\varepsilon_{lc2}$  e  $\varepsilon_{lcu2}$  indicados no Quadro 11.3.1.

(2) Para o betão leve, os valores  $\varepsilon_{c3}$  e  $\varepsilon_{cu3}$ , constantes na Figura 3.4, deverão ser substituídos pelos valores de  $\varepsilon_{lc3}$  e  $\varepsilon_{lcu3}$  indicados no Quadro 11.3.1.

---

<sup>\*</sup> O texto correcto é o seguinte: "..., ver 2.4.2.4,..." estando já em elaboração no CEN/TC 250 uma nova Errata (nota nacional).

### 11.3.7 Betão cintado

(1) Na ausência de dados mais precisos, poderá utilizar-se a relação tensões-extensões representada na Figura 3.6, com valores característicos da resistência e das extensões majorados, de acordo com:

$$f_{lck,c} = f_{lck} (1,0 + k\sigma_2/f_{lck}) \quad (11.3.24)$$

**NOTA:** O valor de  $k$  a utilizar num determinado país poderá ser indicado no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado é:

1,1 para betão leve com areia como agregado fino;

1,0 para betão leve contendo exclusivamente agregados leves (finos e grossos).

$$\varepsilon_{lc2,c} = \varepsilon_{lc2} (f_{lck,c}/f_{lck})^2 \quad (11.3.26)$$

$$\varepsilon_{lcu2,c} = \varepsilon_{lcu2} + 0,2\sigma_2/f_{lck} \quad (11.3.27)$$

em que  $\varepsilon_{lc2}$  e  $\varepsilon_{lcu2}$  são indicados no Quadro 11.3.1.

## 11.4 Durabilidade e recobrimento das armaduras

### 11.4.1 Condições ambientais

(1) Para o betão leve podem utilizar-se as mesmas classes de exposição indicativas do betão de massa volumica normal definidas no Quadro 4.1.

### 11.4.2 Recobrimento das armaduras e propriedades do betão

(1)P Para o betão leve, os valores do recobrimento mínimo das armaduras indicados no Quadro 4.2 devem ser aumentados de 5 mm.

## 11.5 Análise estrutural

### 11.5.1 Capacidade de rotação

**NOTA:** Para o betão leve, os valores de  $\theta_{pl,d}$ , da Figura 5.6N, deverão ser multiplicados por um factor  $\varepsilon_{lcu2}/\varepsilon_{cu2}$ .

## 11.6 Estados limites últimos

### 11.6.1 Elementos que não necessitam de armadura de esforço transverso

(1) O valor de cálculo da resistência ao esforço transverso de um elemento de betão leve sem armadura de esforço transverso,  $V_{lRd,c}$ , é obtido por:

$$V_{lRd,c} = [C_{lRd,c}\eta_1 k(100\rho_l f_{lck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d \geq (\eta_1 V_{1,min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \quad (11.6.2)$$

em que  $\eta_1$  é definido pela expressão (11.1),  $f_{lck}$  é obtido do Quadro 11.3.1 e  $\sigma_{cp}$  é a tensão média de compressão na secção sob o efeito das forças axiais e do pré-esforço.

**NOTA:** Os valores de  $C_{lRd,c}$ ,  $v_{1,min}$  e  $k_1$  a utilizar num determinado país poderão ser indicados no respectivo Anexo Nacional. Os valores recomendados são  $C_{lRd,c} = 0,15/\gamma_c$ ,  $v_{1,min} = 0,028 k^{3/2} f_{lck}^{1/2}$  e  $k_1 = 0,15$ .

*Quadro 11.6.1N – Valores de  $v_{l,min}$  para valores dados de  $d$  e de  $f_{lck}$*

$d$ (mm)	$v_{l,min}$ (MPa)						
	$f_{lck}$ (MPa)						
	20	30	40	50	60	70	80
200	0,36	0,44	0,50	0,56	0,61	0,65	0,70
400	0,29	0,35	0,39	0,44	0,48	0,52	0,55
600	0,25	0,31	0,35	0,39	0,42	0,46	0,49
800	0,23	0,28	0,32	0,36	0,39	0,42	0,45
$\geq 1000$	0,22	0,27	0,31	0,34	0,37	0,40	0,43

(2) O esforço transversal,  $V_{Ed}$ , calculado sem o coeficiente de redução  $\beta$  (ver 6.2.2(6)), deverá satisfazer sempre a condição:

$$V_{Ed} \leq 0,5 \eta_1 b_w d v_1 f_{lck} \quad (11.6.5)$$

em que:

$\eta_1$  definido em 11.6.1(1);

$v_1$  conforme 11.6.2(1).

### 11.6.2 Elementos que necessitam de armadura de esforço transversal

(1) O coeficiente de redução da resistência ao esmagamento das bielas de betão é  $v_1$ .

**NOTA:** O valor de  $v_1$  a utilizar num determinado país poderá ser indicado no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado é obtido por:

$$v_1 = 0,5 (1 - f_{lck}/250) \quad (11.6.6N)$$

### 11.6.3 Torção

#### 11.6.3.1 Método de cálculo

(1) Para o betão leve, na expressão (6.30)  $\nu$  é substituído por  $v_1$ , definido em 11.6.2(1).

### 11.6.4 Punçoamento

#### 11.6.4.1 Resistência ao punçoamento de lajes ou de sapatas de pilares sem armaduras de esforço transversal

(1) A resistência ao punçoamento por unidade de área de uma laje de betão leve é obtida por:

$$v_{lRd,c} = C_{lRd,c} k \eta_1 (100 \rho_l f_{lck})^{1/3} + k_2 \sigma_{cp} \geq (\eta_1 v_{l,min} + k_2 \sigma_{cp}) \quad (11.6.47)$$

em que:

$\eta_1$  definido pela expressão (11.1);

$C_{lRd,c}$  ver 11.6.1(1);

$v_{l,min}$  ver 11.6.1(1).

**NOTA:** O valor de  $k_2$  a utilizar num determinado país poderá ser indicado no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado é 0,08.

(2) A resistência ao punçoamento,  $V_{IRd}$ , de sapatas de pilares de betão leve é obtida por:

$$v_{IRd,c} = C_{IRd,c} \eta_1 k (100 \rho_l f_{lck})^{1/3} 2d/a \geq \eta_1 v_{lmin} 2d/a \quad (11.6.50)$$

em que:

$\eta_1$  definido pela expressão (11.1);

$\rho_l \geq 0,005$ ;

$C_{IRd,c}$  ver 11.6.1(1);

$v_{l,min}$  ver 11.6.1(1).

#### **11.6.4.2 Resistência ao punçoamento de lajes ou sapatas de pilares com armaduras de esforço transverso**

(1) Quando são necessárias armaduras de esforço transverso, a resistência ao punçoamento é obtida por:

$$v_{IRd,cs} = 0,75 v_{IRd,c} + 1,5 \left( \frac{d}{s_r} \right) \left( \frac{1}{u_1 d} \right) A_{sw} f_{ywd,eff} \sin \alpha \quad (11.6.52)$$

em que  $v_{IRd,c}$  é definido pela expressão (11.6.47) ou (11.6.50), conforme o caso.

(2) Na vizinhança do pilar, a resistência ao punçoamento é limitada a:

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{u_0 d} \leq v_{IRd,max} = 0,5 v f_{lck} \quad (11.6.53)$$

em que  $v$  é considerado igual a  $v_1$  definido em 11.6.2(1).

#### **11.6.5 Áreas sujeitas a forças concentradas**

(1) No caso de uma distribuição uniforme das forças numa área  $A_{c0}$  (ver a Figura 6.29), o valor limite da força concentrada poderá ser determinado pela expressão:

$$F_{Rdu} = A_{c0} \cdot f_{lck} \cdot [A_{c1} / A_{c0}]^{0,4} \leq 3,0 \cdot f_{lck} \cdot A_{c0} \left( \frac{\rho}{2200} \right) \quad (11.6.63)$$

#### **11.6.6 Fadiga**

(1) É necessária uma análise especial para a verificação em relação à fadiga de elementos fabricados com betão leve. Deverá ser feita referência a uma Aprovação Técnica Europeia.

#### **11.7 Estados limites de utilização**

(1)P No caso de betões leves, os valores de base da razão vão/altura útil relativos a elementos de betão armado sem compressão axial indicados em 7.4.2, deverão ser reduzidos pela aplicação do coeficiente  $\eta_E^{0,15}$ .

#### **11.8 Disposições relativas a armaduras – Generalidades**

##### **11.8.1 Diâmetros admissíveis dos mandris para varões dobrados**

(1) Para o betão leve, os diâmetros dos mandris para o betão de massa volúmica normal indicados em 8.3 para evitar o fendimento do betão nos cotovelos, ganchos e laços, deverão ser aumentados de 50 %.

### **11.8.2 Tensão de rotura da aderência**

(1) O valor de cálculo da tensão de rotura da aderência de varões em betão leve poderá ser calculado utilizando a expressão 8.2, substituindo o valor  $f_{ctd}$  por  $f_{lctd}$  com  $f_{lctd} = f_{lctk,0,05}/\gamma_c$ . Os valores de  $f_{lctk,0,05}$  são indicados no Quadro 11.3.1.

### **11.9 Disposições construtivas e regras particulares**

(1) O diâmetro dos varões embebidos nos betões leves não deverá normalmente ser superior a 32 mm. Além disso, os agrupamentos de varões não deverão ser constituídos por mais de dois varões, e o diâmetro equivalente não deverá ser superior a 45 mm.

### **11.10 Regras adicionais para elementos e estruturas prefabricados de betão**

(1) A secção 10 poderá ser aplicada sem modificações ao betão leve.

### **11.12 Estruturas de betão simples e fracamente armado**

(1) A secção 12 poderá ser aplicada sem modificações ao betão leve.

## **12 Estruturas de betão simples e fracamente armado**

### **12.1 Generalidades**

(1)P Nesta secção 12 são indicadas regras adicionais para as estruturas de betão simples ou para os casos em que a armadura utilizada seja inferior ao mínimo requerido para o betão armado.

*NOTA:* Os títulos são numerados com 12 seguido do número da secção principal correspondente. Os títulos de nível inferior são numerados sucessivamente, sem ligação com os subtítulos das secções anteriores.

(2) Esta secção aplica-se a elementos para os quais o efeito das acções dinâmicas poderá ser ignorado. Não se aplica a efeitos como os resultantes de máquinas rotativas e de acções de tráfego. A título de exemplo, citam-se:

- elementos principalmente em compressão que não seja a de pré-esforço, por exemplo, paredes, pilares, arcos, abóbadas e túneis;
- sapatas de fundação contínuas e isoladas;
- muros de suporte;
- estacas cujo diâmetro é  $\geq 600$  mm e em que  $N_{Ed}/A_c \leq 0,3f_{ck}$ .

(3) Para elementos de betão leve com estrutura fechada de acordo com a secção 11 ou para elementos e estruturas de betão prefabricados abrangidos pela presente Norma, as regras de cálculo deverão ser modificadas em conformidade.

(4) Para os elementos de betão simples não é excluída a necessidade de armaduras para satisfazer os requisitos de utilização e/ou durabilidade ou necessárias em determinadas partes desses elementos. Essas armaduras poderão ser consideradas na verificação dos estados limites últimos locais assim como na verificação dos estados limites de utilização.

## 12.3 Materiais

### 12.3.1 Betão: hipóteses de cálculo complementares

(1) Devido à menor ductilidade do betão simples, deverão adoptar-se valores de  $\alpha_{cc,pl}$  e  $\alpha_{ct,pl}$  inferiores a  $\alpha_{cc}$  e  $\alpha_{ct}$  do betão armado.

**NOTA:** Os valores de  $\alpha_{cc,pl}$  e  $\alpha_{ct,pl}$  a utilizar num determinado país poderão ser indicados no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado para ambos é 0,8.

(2) Quando se consideram as tensões de tracção no valor de cálculo da resistência dos elementos de betão simples, o diagrama tensões-extensões (ver 3.1.7) poderá ser prolongado até ao valor de cálculo da resistência à tracção pela aplicação da expressão (3.16) ou de uma relação linear.

$$f_{ctd,pl} = \alpha_{ct,pl} f_{ctk,0,05} / \gamma_c \quad (12.1)$$

(3) Poderão utilizar-se métodos da mecânica da fractura desde que se demonstre que conduzem ao nível de segurança necessário.

## 12.5 Análise estrutural: estados limites últimos

(1) Dada a ductilidade limitada dos elementos de betão simples, não se deverá utilizar uma análise linear com redistribuição ou uma análise plástica, as quais constituem exemplos de métodos sem uma verificação explícita da capacidade de deformação, a não ser que a sua aplicação possa ser justificada.

(2) A análise estrutural poderá basear-se na teoria da elasticidade não linear ou linear. No caso de uma análise não linear (por exemplo, segundo a mecânica da fractura), deverá efectuar-se uma verificação da capacidade de deformação.

## 12.6 Estados limites últimos

### 12.6.1 Resistência à flexão e aos esforços normais

(1) No caso de paredes, para as quais se prevêem disposições construtivas e de cura adequadas, poderão ser ignoradas as deformações impostas devidas à temperatura ou à retracção.

(2) A relação tensões-extensões para o betão simples deverá ser a definida em 3.1.7.

(3) O esforço normal resistente,  $N_{Rd}$ , de uma secção rectangular com excentricidade uniaxial,  $e$ , na direcção de  $h_w$ , poderá ser considerado igual a:

$$N_{Rd} = \eta f_{cd,pl} \times b \times h_w \times (1 - 2e/h_w) \quad (12.2)$$

em que:

$\eta f_{cd,pl}$  valor de cálculo da tensão de rotura efectiva do betão à compressão (ver 3.1.7(3));

$b$  largura total da secção (ver a Figura 12.1);

$h_w$  altura total da secção;

$e$  excentricidade de  $N_{Ed}$  na direcção  $h_w$ .

**NOTA:** Quando se utilizam outros métodos simplificados, estes não deverão ser menos conservativos do que um método mais rigoroso que utilize uma relação tensões-extensões definida em 3.1.7.

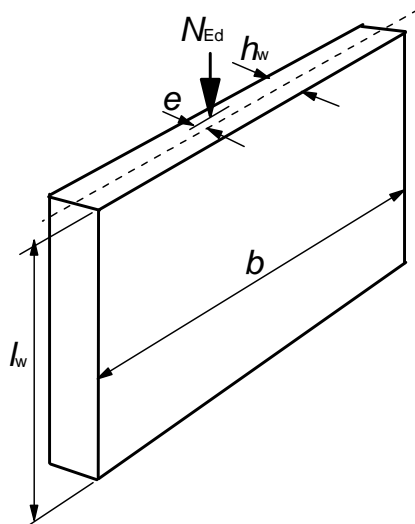


Figura 12.1 – Notações para paredes não armadas

### 12.6.2 Rotura localizada

(1) Para não ser que tenham sido tomadas medidas para evitar uma rotura localizada da secção por tracção, a excentricidade máxima do esforço normal  $N_{Ed}$  na secção transversal deve ser limitada a fim de evitar fendas de grande largura.

### 12.6.3 Esforço transversal

(1) Nos elementos de betão simples, poderá considerar-se a resistência do betão à tracção no estado limite último de esforço transversal, desde que, ou por cálculos ou por experiência, seja possível considerar excluída a ocorrência de uma rotura frágil e que é assegurada uma resistência adequada.

(2) Para uma secção sujeita a um esforço transversal,  $V_{Ed}$ , e a um esforço normal,  $N_{Ed}$ , que actua numa área comprimida,  $A_{cc}$ , os valores das componentes das tensões de cálculo deverão ser considerados com os seguintes valores absolutos:

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_{cc} \quad (12.3)$$

$$\tau_{cp} = kV_{Ed}/A_{cc} \quad (12.4)$$

**NOTA:** O valor de  $k$  a utilizar num determinado país poderá ser indicado no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado é 1,5.

e deverá verificar-se o seguinte:

$$\tau_{cp} \leq f_{cvt}$$

em que:

$$\text{se } \sigma_{cp} \leq \sigma_{c,lim} \quad f_{cvt} = \sqrt{f_{ctd,pl}^2 + \sigma_{cp} f_{ctd,pl}} \quad (12.5)$$

ou

$$\text{se } \sigma_{cp} > \sigma_{c,lim} \quad f_{cvt} = \sqrt{f_{ctd,pl}^2 + \sigma_{cp} f_{ctd,pl} - \left( \frac{\sigma_{cp} - \sigma_{c,lim}}{2} \right)^2} \quad (12.6)$$



$$\sigma_{c,lim} = f_{cd,pl} - 2 \sqrt{f_{ctd,pl}(f_{ctd,pl} + f_{cd,pl})} \quad (12.7)$$

em que:

$f_{cvd}$  valor de cálculo da tensão de rotura do betão ao esforço transversal com compressão;

$f_{cd,pl}$  valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão;

$f_{ctd,pl}$  valor de cálculo da tensão de rotura do betão à tracção.

(3) Poderá considerar-se que um elemento de betão não está fendilhado no estado limite último se permanecer completamente em compressão ou se o valor absoluto da tensão principal de tracção no betão,  $\sigma_{ct1}$ , não for superior a  $f_{ctd,pl}$ .

#### **12.6.4 Torção**

(1) Normalmente, os elementos fendilhados não deverão ser dimensionados para resistir a momentos torsores, a não ser que seja possível justificá-lo.

#### **12.6.5 Estados limites últimos devidos a deformação estrutural (encurvadura)**

##### **12.6.5.1 Esbelteza de pilares e paredes**

(1) A esbelteza de um pilar ou de uma parede é obtida por:

$$\lambda = l_0 / i \quad (12.8)$$

em que:

$i$  raio de giração mínimo;

$l_0$  comprimento efectivo do elemento que pode ser considerado igual a:

$$l_0 = \beta \cdot l_w \quad (12.9)$$

em que:

$l_w$  comprimento livre do elemento;

$\beta$  coeficiente que depende das condições de apoio:

para pilares, deverá em geral considerar-se  $\beta = 1$ ;

para pilares ou paredes em consola,  $\beta = 2$ ;

para outras paredes, os valores de  $\beta$  são indicados no Quadro 12.1.

Quadro 12.1 – Valores de  $\beta$  para diferentes condições de extremidade

Encastramento de bordo	Esquema	Expressão	Coeficiente $\beta$	
Em dois lados			$\beta = 1,0$ para qualquer relação $l_w/b$	
Em três lados		$\beta = \frac{1}{1 + \left(\frac{l_w}{3b}\right)^2}$	$b/l_w$	$\beta$
			0,2	0,26
			0,4	0,59
			0,6	0,76
			0,8	0,85
			1,0	0,90
			1,5	0,95
			2,0	0,97
Em quatro lados		<p>Se <math>b \geq l_w</math></p> $\beta = \frac{1}{1 + \left(\frac{l_w}{b}\right)^2}$ <p>Se <math>b &lt; l_w</math></p> $\beta = \frac{b}{2l_w}$	$b/l_w$	$\beta$
			0,2	0,10
			0,4	0,20
			0,6	0,30
			0,8	0,40
			1,0	0,50
			1,5	0,69
			2,0	0,80
			5,0	0,96

A - Laje de pavimento B - Bordo livre C - Parede transversal

**NOTA:** A informação fornecida no Quadro 12.1 só é válida no caso de a parede não ter aberturas com uma altura superior a 1/3 da sua altura,  $l_w$ , ou com uma área superior a 1/10 da sua área. Em paredes encastradas em 3 ou 4 lados com aberturas de dimensões superiores a estes limites, as zonas entre as aberturas deverão ser consideradas como encastradas apenas em 2 lados, e deverão ser calculadas em conformidade.

(2) Os valores de  $\beta$  deverão ser aumentados de forma adequada se a resistência transversal for afectada por roços ou reentrâncias.

(3) Uma parede transversal poderá ser considerada como parede de contraventamento se:

- a sua espessura total não for inferior a  $0,5 h_w$ , em que  $h_w$  é a espessura total da parede que contraventa;
- tiver a mesma altura  $l_w$  da parede que contraventa;
- o seu comprimento  $l_{ht}$  for pelo menos igual a  $l_w / 5$ , em que  $l_w$  é a altura livre da parede que contraventa;
- não tiver aberturas ao longo do comprimento  $l_{ht}$ .

(4) No caso de uma parede rigidamente ligada à flexão ao longo do topo e da base, por meio de betão *in situ* e de armaduras por forma a resistir à totalidade dos momentos de encastramento nos bordos, os valores de  $\beta$  indicados no Quadro 12.1 poderão ser multiplicados por 0,85.

(5) A esbelteza de paredes de betão simples betonadas *in situ* não deverá, em geral, ser superior a  $\lambda = 86$  (ou seja,  $l_0/h_w = 25$ ).

#### 12.6.5.2 Método de cálculo simplificado de paredes e de pilares

(1) Na ausência de uma análise mais rigorosa, o valor de cálculo do esforço normal resistente de uma parede ou de um pilar esbeltos de betão simples poderá ser calculado da seguinte forma:

$$N_{Rd} = b \times h_w \times f_{cd,pl} \times \Phi \quad (12.10)$$

em que:

$N_{Rd}$  esforço normal resistente;

$b$  largura total da secção;

$h_w$  espessura total da secção;

$\Phi$  coeficiente que tem em conta a excentricidade e que inclui os efeitos de segunda ordem assim como os efeitos normais da fluência; ver a seguir.

Para elementos contraventados, o coeficiente  $\Phi$  poderá ser tomado igual a:

$$\Phi = 1,14 \times (1 - 2e_{tot}/h_w) - 0,02 \times l_0/h_w \leq (1 - 2e_{tot}/h_w) \quad (12.11)$$

em que:

$$e_{tot} = e_o + e_i; \quad (12.12)$$

$e_o$  excentricidade de primeira ordem incluindo, sempre que for relevante, os efeitos dos pavimentos (por exemplo, eventuais momentos de encastramento transmitidos à parede por uma laje) e as acções horizontais;

$e_i$  excentricidade adicional que tem em conta os efeitos das imperfeições geométricas, ver 5.2.

(2) Poderão utilizar-se outros métodos simplificados desde que não conduzam a resultados menos conservativos do que os obtidos por um método rigoroso que esteja em conformidade com 5.8.

#### 12.7 Estados limites de utilização

(1) Deverão verificar-se as tensões quando sejam susceptíveis de ocorrer coacções de natureza estrutural.

(2) Deverão adoptar-se as seguintes medidas para assegurar adequadas condições de utilização:

a) no que se refere à formação de fendas:

- limitação das tensões de tracção no betão a valores aceitáveis;
- utilização de armaduras adicionais (armaduras de pele, sistemas de cintagem se necessários);

- adopção de juntas de construção;
- escolha da tecnologia do betão (por exemplo, composição adequada do betão, cura);
- escolha de processos construtivos adequados;

b) no que se refere à limitação das deformações:

- dimensões mínimas para a secção (ver 12.9);
- limitação da esbelteza no caso de elementos em compressão.

(3) Qualquer armadura utilizada em elementos de betão simples, embora não seja considerada para efeitos da capacidade resistente, deverá obedecer ao disposto em 4.4.1.

## **12.9 Disposições construtivas e regras particulares**

### **12.9.1 Elementos estruturais**

(1) A altura total  $h_w$  de uma parede não deverá ser inferior a 120 mm para paredes betonadas *in situ*.

(2) No caso da existência de roços e de reentrâncias, deverão efectuar-se as verificações de resistência e de estabilidade adequadas.

### **12.9.2 Juntas de construção**

(1) Quando se preveja a ocorrência de tensões de tracção no betão das juntas de construção, deverão ser adoptadas armaduras para controlo da fendilhação.

### **12.9.3 Sapatas de fundação contínuas e isoladas**

(1) Na ausência de dados mais pormenorizados, as sapatas de fundação contínuas e isoladas sujeitas a esforços normais poderão ser calculadas e construídas considerando o betão como simples, desde que:

$$\frac{0,85 \cdot h_F}{a} \geq \sqrt{\frac{3\sigma_{gd}}{f_{ctd,pl}}} \quad (12.13)$$

em que:

$h_F$  altura da fundação;

$a$  sobrelargura da fundação em relação à face do pilar (ver a Figura 12.2);

$\sigma_{gd}$  valor de cálculo da pressão no terreno;

$f_{ctd,pl}$  valor de cálculo da tensão de rotura do betão à tracção (nas mesmas unidades de  $\sigma_{gd}$ ).

Como simplificação, poderá utilizar-se a relação  $h_F/a \geq 2$ .

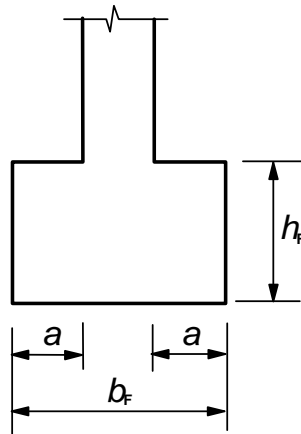


Figura 12.2 – Sapatas isoladas de betão simples; notações

## Anexo A (informativo)

### Modificação dos coeficientes parciais relativos aos materiais

#### A.1 Generalidades

(1) Os coeficientes parciais relativos aos materiais indicados em 2.4.2.4, correspondem a imperfeições geométricas da Classe 1 na ENV 13670-1 e a um nível normal de execução e de inspecção (por exemplo, Classe de Inspeção 2 na ENV 13670-1).

(2) Neste Anexo informativo são apresentadas recomendações para coeficientes parciais reduzidos relativos aos materiais. Regras mais pormenorizadas relativas aos procedimentos de controlo poderão ser indicadas nas normas dos produtos para elementos prefabricados.

**NOTA:** Para mais informações, ver o Anexo B da EN 1990.

#### A.2 Estruturas betonadas in situ

##### A.2.1 Redução baseada no controlo da qualidade e em tolerâncias reduzidas

(1) Se a execução for objecto de um sistema de controlo da qualidade, que garanta que os desvios desfavoráveis nas dimensões das secções são inferiores às tolerâncias reduzidas indicadas no Quadro A.1, o coeficiente parcial de segurança para as armaduras poderá ser reduzido para o valor  $\gamma_{s,red1}$ .

Quadro A.1 – Tolerâncias reduzidas

$h$ ou $b$ (mm)	Tolerâncias reduzidas (mm)	
	Dimensões da secção $\pm \Delta h, \Delta b$ (mm)	Posição das armaduras $+\Delta c$ (mm)
$\leq 150$	5	5
400	10	10
$\geq 2500$	30	20
<b>NOTA 1:</b> Poderá efectuar-se uma interpolação linear para os valores intermédios.		
<b>NOTA 2:</b> $+\Delta c$ refere-se à posição média das armaduras para betão armado ou de pré-esforço na secção transversal ou numa largura de um metro (por exemplo, para lajes e paredes).		

**NOTA:** O valor de  $\gamma_{s,red1}$  a utilizar num determinado país poderá ser indicado no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado é 1,1.

(2) Na condição indicada em A.2.1(1), e se se demonstrar que o coeficiente de variação da resistência do betão não é superior a 10 %, o coeficiente parcial de segurança do betão poderá ser reduzido para o valor  $\gamma_{c,red1}$ .

**NOTA:** O valor de  $\gamma_{c,red1}$  a utilizar num determinado país poderá ser indicado no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado é 1,4.

### A.2.2 Redução baseada na utilização, para o cálculo, de grandezas geométricas reduzidas ou medidas

(1) Se o cálculo do valor da resistência se basear em grandezas geométricas críticas, incluindo a altura útil (ver a Figura A.1), e que são:

- correspondentes aos valores reduzidos pelas tolerâncias de construção; ou
- medidos na estrutura acabada;

os coeficientes parciais de segurança poderão ser reduzidos para os valores  $\gamma_{S,red2}$  e  $\gamma_{C,red2}$ .

**NOTA:** Os valores de  $\gamma_{S,red2}$  e  $\gamma_{C,red2}$  a utilizar num determinado país poderão ser indicados no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado de  $\gamma_{S,red2}$  é 1,05 e de  $\gamma_{C,red2}$  é 1,45.

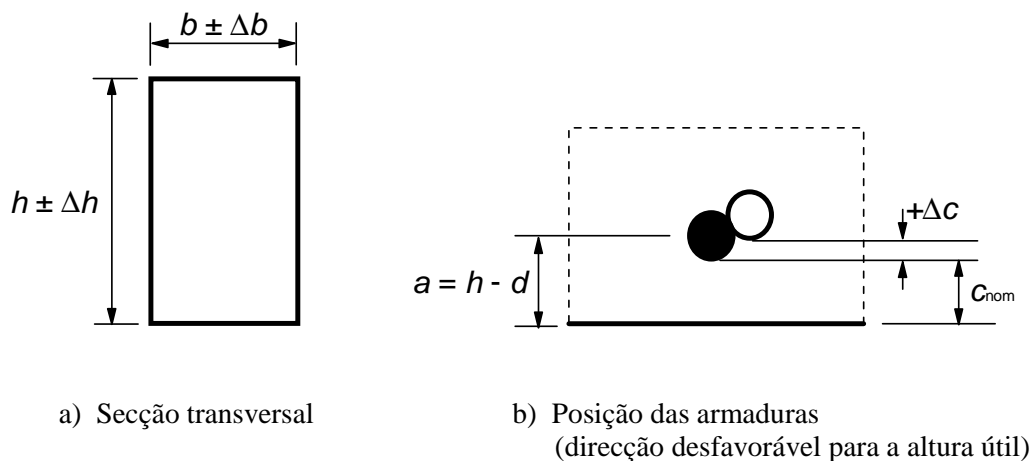


Figura A.1 – Desvios da secção transversal

(2) Nas condições indicadas em A.2.2(1), e desde que se demonstre que o coeficiente de variação da resistência do betão não é superior a 10 %, o coeficiente parcial relativo ao betão poderá ser reduzido para o valor  $\gamma_{C,red3}$ .

**NOTA:** O valor de  $\gamma_{C,red3}$  a utilizar num determinado país poderá ser indicado no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado é 1,35.

### A.2.3 Redução baseada na avaliação da resistência do betão na estrutura acabada

(1) Para os valores da resistência do betão medidos em ensaios numa estrutura ou num elemento acabados (ver EN 13791<sup>1)</sup>, EN 206-1 e normas dos produtos aplicáveis),  $\gamma_c$  poderá ser reduzido através de um factor de conversão  $\eta$ .

**NOTA:** O valor de  $\eta$  a utilizar num determinado país poderá ser indicado no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado é 0,85.

O valor de  $\gamma_c$  ao qual esta redução se aplica poderá já ter sido reduzido de acordo com A.2.1 ou A.2.2. No entanto, o valor resultante do coeficiente parcial não deverá ser inferior a  $\gamma_{C,red4}$ .

**NOTA:** O valor de  $\gamma_{C,red4}$  a utilizar num determinado país poderá ser indicado no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado é 1,3.

<sup>1)</sup> EN 13791 – Assessment of concrete compressive strength in structures or in structural elements.

## **A.3 Produtos prefabricados**

### **A.3.1 Generalidades**

(1) Estas disposições aplicam-se a produtos prefabricados, como descritos na secção 10, associados a sistemas de garantia da qualidade e a declarações de conformidade.

*NOTA: O controlo da produção em fábrica dos produtos prefabricados com marcação CE é certificado por um organismo notificado (sistema de atestação da conformidade 2+).*

### **A.3.2 Coeficientes parciais relativos aos materiais**

(1) Poderão utilizar-se coeficientes parciais reduzidos relativos aos materiais,  $\gamma_{C,pcrd}$  e  $\gamma_{S,pcrd}$ , de acordo com as regras indicadas em A.2, se forem justificados por procedimentos de controlo adequados.

(2) As recomendações para o controlo da produção em fábrica, necessário para permitir a utilização de coeficientes parciais reduzidos relativos aos materiais, encontram-se nas normas dos produtos. Recomendações gerais são fornecidas na EN 13369.

## **A.4 Elementos prefabricados**

(1) As regras indicadas em A.2 para estruturas de betão betonadas *in situ* aplicam-se também a elementos de betão prefabricado, como definidos em 10.1.1.



## Anexo B

(informativo)\*)

### Extensões de fluência e de retracção

#### B.1 Expressões básicas para a determinação do coeficiente de fluência

(1) O coeficiente de fluência,  $\varphi(t, t_0)$ , poderá ser calculado a partir de:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) \quad (\text{B.1})$$

em que:

$\varphi_0$  coeficiente de fluência que poderá ser calculado a partir de:

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \quad (\text{B.2})$$

$\varphi_{RH}$  factor que tem em conta a influência da humidade relativa no coeficiente de fluência:

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH / 100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \quad \text{para } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \quad (\text{B.3a})$$

$$\varphi_{RH} = \left[ 1 + \frac{1 - RH / 100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 \quad \text{para } f_{cm} > 35 \text{ MPa} \quad (\text{B.3b})$$

$RH$  humidade relativa do meio ambiente, em %;

$\beta(f_{cm})$  factor que tem em conta a influência da resistência do betão no coeficiente de fluência convencional:

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} \quad (\text{B.4})$$

$f_{cm}$  valor médio da tensão de rotura do betão à compressão, em MPa, aos 28 dias de idade;

$\beta(t_0)$  factor que tem em conta a influência da idade do betão à data do carregamento no coeficiente de fluência:

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0,1 + t_0^{0,20})} \quad (\text{B.5})$$

$h_0$  espessura equivalente do elemento, em mm, em que:

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} \quad (\text{B.6})$$

$A_c$  área da secção transversal;

$u$  parte do perímetro do elemento em contacto com o ambiente;

<sup>\*)</sup> Em Portugal, o presente Anexo tem um carácter normativo (ver o Anexo Nacional NA)(nota nacional).

$\beta_c(t, t_0)$  coeficiente que traduz a evolução da fluência no tempo, após o carregamento, e que poderá ser estimado pela seguinte expressão:

$$\beta_c(t, t_0) = \left[ \frac{(t - t_0)}{(\beta_H + t - t_0)} \right]^{0,3} \quad (\text{B.7})$$

$t$  idade do betão, em dias, na data considerada;

$t_0$  idade do betão, em dias, à data do carregamento;

$t - t_0$  duração não corrigida do carregamento, em dias;

$\beta_H$  coeficiente que depende da humidade relativa ( $RH$  em %) e da espessura equivalente do elemento ( $h_0$  em mm). Poderá ser estimado a partir de:

$$\beta_H = 1,5 [1 + (0,012 RH)^{18}] h_0 + 250 \leq 1500 \quad \text{para } f_{cm} \leq 35 \quad (\text{B.8a})$$

$$\beta_H = 1,5 [1 + (0,012 RH)^{18}] h_0 + 250 \alpha_3 \leq 1500 \alpha_3 \quad \text{para } f_{cm} \geq 35 \quad (\text{B.8b})$$

$\alpha_{1/2/3}$  coeficientes que têm em conta a influência da resistência do betão:

$$\alpha_1 = \left[ \frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7} \quad \alpha_2 = \left[ \frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2} \quad \alpha_3 = \left[ \frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,5} \quad (\text{B.8c})$$

(2) A influência do tipo de cimento (ver 3.1.2(6)) no coeficiente de fluência do betão poderá ser tida em conta corrigindo na expressão (B.5) a idade à data do carregamento  $t_0$  de acordo com a seguinte expressão:

$$t_0 = t_{0,T} \cdot \left( \frac{9}{2 + t_{0,T}^{1,2}} + 1 \right)^\alpha \geq 0,5 \quad (\text{B.9})$$

em que:

$t_{0,T}$  idade do betão à data do carregamento, em dias, corrigida em função da temperatura de acordo com a expressão (B.10);

$\alpha$  expoente função do tipo de cimento:

= -1 para cimento da Classe S;

= 0 para cimento da Classe N;

= 1 para cimento da Classe R.

(3) A influência de temperaturas elevadas ou baixas, no intervalo de 0 °C a 80 °C, na maturidade do betão poderá ser considerada corrigindo a idade do betão de acordo com a seguinte expressão:

$$t_T = \sum_{i=1}^n e^{-(4000/[273+T(\Delta t_i)]-13,65)} \cdot \Delta t_i \quad (\text{B.10})$$

em que:

$t_T$  idade do betão corrigida em função da temperatura, que substitui  $t$  nas expressões correspondentes;

$T(\Delta t_i)$  temperatura em °C durante o intervalo de tempo  $\Delta t_i$ ;

$\Delta t_i$  número de dias em que se mantém a temperatura  $T$ .

O coeficiente de variação médio dos dados relativos à fluência, anteriormente referidos e obtidos a partir de um banco de dados informatizado de resultados de ensaios em laboratório, é da ordem de 20 %.

Os valores de  $\varphi(t, t_0)$  acima indicados deverão ser associados ao módulo tangente  $E_c$ .

Nos casos em que se considere satisfatória uma estimativa menos exacta, poderão adoptar-se os valores indicados na Figura 3.1 de 3.1.4 para a fluência do betão aos 70 anos de idade.

## **B.2 Expressões básicas para a determinação da extensão de retracção por secagem**

(1) A extensão de retracção por secagem de referência,  $\varepsilon_{cd,0}$ , é calculada por:

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \left[ (220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot \exp \left( -\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right) \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} \quad (B.11)$$

$$\beta_{RH} = 1,55 \left[ 1 - \left( \frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] \quad (B.12)$$

em que:

$f_{cm}$  valor médio da tensão de rotura do betão à compressão (MPa);

$f_{cm0} = 10$  MPa;

$\alpha_{ds1}$  coeficiente que depende do tipo de cimento (ver 3.1.2(6)):

= 3 para cimento da Classe *S*;

= 4 para cimento da Classe *N*;

= 6 para cimento da Classe *R*;

$\alpha_{ds2}$  coeficiente que depende do tipo de cimento:

= 0,13 para cimento da Classe *S*;

= 0,12 para cimento da Classe *N*;

= 0,11 para cimento da Classe *R*;

$RH$  humidade relativa ambiente (%);

$RH_0 = 100$  %.

**NOTA:**  $\exp\{ \}$  tem o mesmo significado de  $e^{( )}$ .

## Anexo C

(normativo)

### Propriedades das armaduras compatíveis com a utilização da presente Norma

#### C.1 Generalidades

(1) No Quadro C.1 indicam-se as propriedades das armaduras compatíveis com a utilização da presente Norma. As propriedades são válidas para temperaturas das armaduras na estrutura acabada entre - 40 °C e 100 °C. Além disso, qualquer dobragem e soldadura das armaduras efectuadas no estaleiro deverão ser limitadas aos intervalos de temperatura tal como autorizado na EN 13670.

Quadro C.1 – Propriedades das armaduras

Forma do produto		Varões e fios			Redes electrossoldadas			Requisito ou valor do quantilho (%)
Classe		A	B	C	A	B	C	-
Valor característico da tensão de cedência $f_{yk}$ ou $f_{0,2k}$ (MPa)		400 a 600						5,0
Valor mínimo de $k = (f_t/f_y)_k$		≥1,05	≥1,08	≥1,15 <1,35	≥1,05	≥1,08	≥1,15 <1,35	10,0
Valor característico da extensão à tensão máxima, $\epsilon_{uk}$ (%)		≥2,5	≥5,0	≥7,5	≥2,5	≥5,0	≥7,5	10,0
Aptidão à dobragem		Ensaio de dobragem/desdobragem			-			
Resistência ao corte		-			0,3 A $f_{yk}$ (A é a área do fio)			Mínimo
Tolerância máxima da massa nominal (varão ou fio isolado) (%)	Dimensão nominal do varão (mm) ≤ 8 > 8	± 6,0 ± 4,5						5,0

**NOTA:** Os valores da amplitude de tensões de fadiga com um limite superior de  $\beta f_{yk}$  e da área relativa mínima das nervuras a utilizar num determinado país poderão ser indicados no respectivo Anexo Nacional. Os valores recomendados são indicados no Quadro C.2N. O valor de  $\beta$  a utilizar num determinado país poderá ser indicado no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado é 0,6.

*Quadro C.2N – Propriedades das armaduras*

Forma do produto		Varões e fios			Redes electrossoldadas			Requisito ou valor do quantilho (%)
Classe		A	B	C	A	B	C	-
Amplitude das tensões de fadiga (MPa) (para $N \geq 2 \times 10^6$ ciclos) com um limite superior de $\beta f_{yk}$		$\geq 150$			$\geq 100$			10,0
Aderência: área mínima relativa das nervuras, $f_{R,min}$	Dimensão nominal do varão (mm) 5 - 6 6,5 a 12 > 12				0,035 0,040 0,056			5,0

*Fadiga:* Excepções às regras relativas à fadiga a considerar num determinado país poderão ser indicadas no respectivo Anexo Nacional. As excepções recomendadas referem-se a armaduras definidas para acções predominantemente estáticas, ou se se demonstrar por meio de ensaios que se podem aplicar valores superiores para a amplitude de tensões de fadiga e/ou para o número de ciclos. No último caso, os valores indicados no Quadro 6.3 poderão ser modificados em conformidade. Esses ensaios deverão estar em conformidade com a EN 10080.

*Aderência:* Quando for possível provar que se obtém uma resistência de aderência suficiente com valores de  $f_R$  inferiores aos especificados, estes valores poderão ser reduzidos. Para se assegurar que se obtém uma resistência de aderência suficiente, as tensões de aderência deverão satisfazer as expressões recomendadas (C.1N) e (C.2N) quando tiverem sido avaliadas pelo ensaio de viga do CEB/RILEM:

$$\tau_m \geq 0,098 (80 - 1,2\phi) \quad (C.1N)$$

$$\tau_r \geq 0,098 (130 - 1,9\phi) \quad (C.2N)$$

em que:

$\phi$  dimensão nominal do varão (mm);

$\tau_m$  valor médio da tensão de aderência (MPa) para um escorregamento 0,01 mm, 0,1 mm e 1 mm;

$\tau_r$  tensão de aderência na rotura por escorregamento.

(2) Os valores de  $f_{yk}$ ,  $k$  e  $\epsilon_{uk}$  indicados no Quadro C.1 são valores característicos. Na coluna da direita do Quadro C.1 é indicada, para cada um dos valores característicos, a percentagem máxima de resultados de ensaios inferiores ao valor característico.

(3) A EN 10080 não especifica o valor do quantilho dos valores característicos nem a avaliação dos resultados de séries de ensaios individuais.

Para que os resultados de ensaios se possam considerar conformes aos níveis de qualidade a longo prazo indicados no Quadro C.1, deverão aplicar-se-lhes os seguintes limites:

- quando todos os resultados de uma série de ensaios excedem o valor característico (ou são inferiores ao valor característico no caso do valor máximo de  $f_{yk}$  ou  $k$ ), poderá considerar-se que a série de ensaios está em conformidade;
- cada um dos valores da tensão de cedência,  $f_y$ , de  $k$  e de  $\epsilon_u$ , deverá ser superior aos valores mínimos e ser inferior aos valores máximos. Além disso, o valor médio,  $M$ , de uma série de ensaios deverá satisfazer a expressão:

$$M \geq C_v + a \quad (C.3)$$

em que:

$C_v$  valor característico a longo prazo;

$a$  coeficiente que depende do parâmetro considerado.

**NOTA 1:** O valor de  $a$  a utilizar num determinado país poderá ser indicado no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado para  $f_{yk}$  é 10 MPa e para  $k$  e  $\epsilon_{uk}$  é 0.

**NOTA 2:** Os valores mínimo e máximo de  $f_{yk}$ ,  $k$  e  $\epsilon_{uk}$  a utilizar num determinado país poderão ser indicados no respectivo Anexo Nacional. Os valores recomendados são indicados no Quadro C.3N.

*Quadro C.3N – Limites absolutos dos resultados dos ensaios*

<i>Característica de desempenho</i>	<i>Valor mínimo</i>	<i>Valor máximo</i>
<i>Tensão de cedência <math>f_{yk}</math></i>	$0,97 \times \text{mínimo } C_v$	$1,03 \times \text{máximo } C_v$
<i><math>k</math></i>	$0,98 \times \text{mínimo } C_v$	$1,02 \times \text{máximo } C_v$
<i><math>\epsilon_{uk}</math></i>	$0,80 \times \text{mínimo } C_v$	<i>Não aplicável</i>

## **C.2 Resistência**

(1)P O valor real da tensão de cedência máxima,  $f_{y,max}$ , não deve ser superior a  $1,3f_{yk}$ .

## **C.3 Aptidão à dobragem**

(1)P A aptidão à dobragem deve ser verificada por meio de ensaios de dobragem e desdobragem, de acordo com a EN 10080 e a EN ISO 15630-1. No caso em que a verificação é efectuada unicamente por um ensaio de desdobragem, a dimensão do mandril não deve ser superior à especificada para a dobragem no Quadro 8.1N da presente Norma. Para que a aptidão à dobragem esteja assegurada, nenhuma fendilhação visível deve ocorrer após a primeira dobragem.

## Anexo D

(informativo)

### Método de cálculo pormenorizado das perdas de pré-esforço devidas à relaxação

#### D.1 Generalidades

(1) No caso das perdas devidas à relaxação serem calculadas para diferentes intervalos de tempo (fases) para os quais a tensão nas armaduras de pré-esforço não é constante, por exemplo, devido ao encurtamento elástico do betão, deverá adoptar-se um método baseado no princípio do tempo equivalente.

(2) O conceito do método do tempo equivalente é apresentado na Figura D.1, na qual no tempo  $t_i$  há uma deformação instantânea das armaduras de pré-esforço, com:

- $\sigma_{p,i}^-$  tensão de tracção nas armaduras de pré-esforço imediatamente antes de  $t_i$ ;
- $\sigma_{p,i}^+$  tensão de tracção nas armaduras de pré-esforço imediatamente depois de  $t_i$ ;
- $\sigma_{p,i-1}^+$  tensão de tracção nas armaduras de pré-esforço na fase precedente;
- $\Delta\sigma_{pr,i-1}$  valor absoluto da perda devida à relaxação durante a fase precedente;
- $\Delta\sigma_{pr,i}$  valor absoluto da perda devida à relaxação da fase considerada.

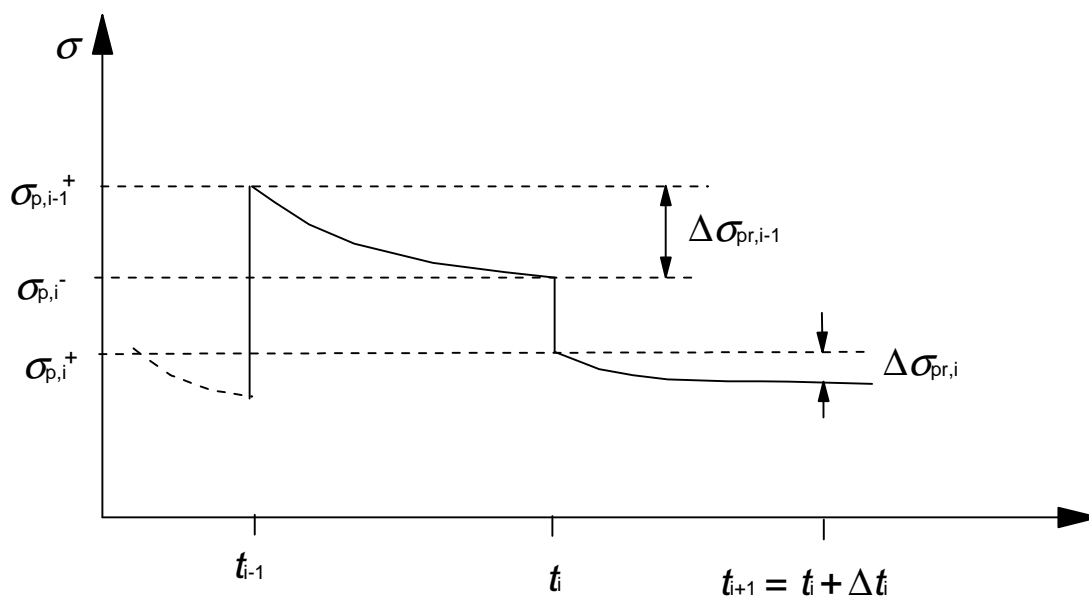


Figura D.1 – Método do tempo equivalente

(3) Seja  $\sum_1^{i-1} \Delta \sigma_{pr,j}$  a soma de todas as perdas devidas à relaxação das fases precedentes;  $t_e$  é definido como o tempo equivalente (em horas) necessário para obter esta soma que verifica as expressões das perdas devidas à relaxação em função do tempo definidas em 3.3.2(7) com uma tensão inicial igual a:

$$\sigma_{p,i}^+ + \sum_1^{i-1} \Delta \sigma_{pr,j} \text{ e com } \mu = \frac{\sigma_{p,i}^+ + \sum_1^{i-1} \Delta \sigma_{pr,j}}{f_{pk}} .$$

(4) Por exemplo, para uma armadura de pré-esforço da Classe 2,  $t_e$ , obtido pela expressão (3.29), passa a ser:

$$\sum_1^{i-1} \Delta \sigma_{pr,j} = 0,66 \rho_{1000} e^{9,09\mu} \left( \frac{t_e}{1000} \right)^{0,75(1-\mu)} \left\{ \sigma_{p,i}^+ + \sum_1^{i-1} \Delta \sigma_{pr,j} \right\} 10^{-5} \quad (D.1)$$

(5) Depois da resolução da expressão anterior para  $t_e$ , pode aplicar-se a mesma expressão para calcular a perda devida à relaxação da fase considerada,  $\Delta \sigma_{pr,i}$  (em que o tempo equivalente  $t_e$  é adicionado ao intervalo de tempo considerado):

$$\Delta \sigma_{pr,i} = 0,66 \rho_{1000} e^{9,09\mu} \left( \frac{t_e + \Delta t_i}{1000} \right)^{0,75(1-\mu)} \left\{ \sigma_{p,i}^+ + \sum_1^{i-1} \Delta \sigma_{pr,j} \right\} 10^{-5} - \sum_1^{i-1} \Delta \sigma_{pr,j} \quad (D.2)$$

(6) O mesmo princípio aplica-se a cada uma das três classes de armaduras de pré-esforço.



## **Anexo E** (informativo)

### **Classes indicativas de resistência para a durabilidade**

#### **E.1 Generalidades**

(1) A escolha de um betão de durabilidade conveniente tendo em vista a protecção do betão e a protecção das armaduras contra a corrosão passa pela apreciação da composição do betão. Tal poderá conduzir à escolha de uma resistência do betão à compressão mais elevada do que a requerida pelo cálculo estrutural. A relação entre as classes de resistência e as classes de exposição (ver o Quadro 4.1) poderá ser caracterizada através de classes indicativas de resistência.

(2) Quando a resistência escolhida é superior à requerida pelo cálculo estrutural, o valor de  $f_{ctm}$  deverá ser associado à resistência mais elevada no cálculo da armadura mínima de acordo com 7.3.2 e 9.2.1.1 e no controlo da largura de fendas de acordo com 7.3.3 e 7.3.4.

**NOTA:** Os valores das classes indicativas de resistência a utilizar num determinado país poderão ser indicados no respectivo Anexo Nacional. Os valores recomendados são indicados no Quadro E.1N.

*Quadro E.1N – Classes indicativas de resistência*

	Classes de exposição de acordo com o Quadro 4.1									
Corrosão										
	Corrosão induzida por carbonatação				Corrosão induzida por cloretos			Corrosão induzida pelos cloretos da água do mar		
	XC1	XC2	XC3	XC4	XD1	XD2	XD3	XS1	XS2	XS3
Classe indicativa de resistência	C20/25	C25/30	C30/37		C30/37		C35/45	C30/37	C35/45	
Danos no betão										
	Sem risco	Ataque gelo/degelo				Ataque químico				
	X0	XF1	XF2		XF3		XA1	XA2		XA3
Classe indicativa de resistência	C12/15	C30/37	C25/30		C30/37		C30/37		C35/45	

## Anexo F (informativo)<sup>\*)</sup>

### Expressões relativas às armaduras de tracção para tensões no próprio plano

#### F.1 Generalidades

(1) O presente Anexo não inclui expressões relativas a armaduras de compressão.

(2) As armaduras de tracção num elemento sujeito a tensões ortogonais no próprio plano,  $\sigma_{Edx}$ ,  $\sigma_{Edy}$  e  $\tau_{Edxy}$ , poderão ser calculadas utilizando o método indicado a seguir. As tensões de compressão são consideradas positivas, com  $\sigma_{Edx} > \sigma_{Edy}$ , e as direcções das armaduras deverão coincidir com os eixos  $x$  e  $y$ .

As resistências à tracção conferidas pelas armaduras são determinadas a partir de:

$$f_{tdx} = \rho_x f_{yd} \text{ e } f_{tdy} = \rho_y f_{yd} \quad (\text{F.1})$$

em que  $\rho_x$  e  $\rho_y$  são as taxas geométricas de armaduras, segundo os eixos  $x$  e  $y$  respectivamente.

(3) Nas zonas em que  $\sigma_{Edx}$  e  $\sigma_{Edy}$  são ambas tensões de compressão e  $\sigma_{Edx} \cdot \sigma_{Edy} > \tau_{Edxy}^2$ , não são necessárias armaduras. No entanto, a tensão de compressão máxima não deverá ser superior a  $f_{cd}$  (ver 3.1.6).

(4) Nas zonas em que  $\sigma_{Edy}$  é uma tensão de tracção ou em que  $\sigma_{Edx} \cdot \sigma_{Edy} \leq \tau_{Edxy}^2$ , são necessárias armaduras.

As quantidades óptimas de armaduras, identificadas pelo índice superior ', e a correspondente tensão no betão são determinadas por:

Para  $\sigma_{Edx} \leq |\tau_{Edxy}|$ :

$$f'_{tdx} = |\tau_{Edxy}| - \sigma_{Edx} \quad (\text{F.2})$$

$$f'_{tdy} = |\tau_{Edxy}| - \sigma_{Edy} \quad (\text{F.3})$$

$$\sigma_{cd} = 2|\tau_{Edy}| \quad (\text{F.4})$$

Para  $\sigma_{Edx} > |\tau_{Edxy}|$ :

$$f'_{tdx} = 0 \quad (\text{F.5})$$

$$f'_{tdy} = \frac{\tau_{Edxy}^2}{\sigma_{Edx}} - \sigma_{Edy} \quad (\text{F.6})$$

$$\sigma_{cd} = \sigma_{Edx} \left( 1 + \left( \frac{\tau_{Edxy}}{\sigma_{Edx}} \right)^2 \right) \quad (\text{F.7})$$

A tensão do betão,  $\sigma_{cd}$ , não deverá em geral exceder  $\eta f_{cd}$  ( $\eta$  poderá ser obtido pela expressão (6.5)<sup>\*\*) e deverá ser verificada com um modelo realista das secções fendilhadas (ver a EN 1992-2).</sup>

<sup>\*)</sup> Em Portugal, o presente Anexo tem um carácter normativo (ver o Anexo Nacional NA) (nota nacional).

<sup>\*\*) O texto correcto é o seguinte: "...pela expressão (6.6N)..." (nota nacional).</sup>

**NOTA:** Obtém-se a quantidade mínima de armaduras se as direcções das armaduras coincidirem com as direcções das tensões principais.

Em alternativa, para o caso geral, as armaduras necessárias e a tensão no betão poderão ser determinadas por:

$$f_{tdx} = |\tau_{Edxy}| \cot \theta - \sigma_{Edx} \quad (F.8)$$

$$f_{tdy} = |\tau_{Edxy}| / \cot \theta - \sigma_{Edy} \quad (F.9)$$

$$\sigma_{cd} = |\tau_{Edxy}| \left( \cot \theta + \frac{1}{\cot \theta} \right) \quad (F.10)$$

em que  $\theta$  é o ângulo da tensão principal de compressão no betão com o eixo  $x$ .

**NOTA:** O valor de  $\cot \theta$  deverá ser escolhido de modo a evitar valores de compressão para  $f_{td}$ .

A fim de evitar fendas inaceitáveis no estado limite de utilização e de assegurar a capacidade de deformação necessária no estado limite último, as secções de armaduras determinadas para cada direcção a partir das expressões (F.8) e (F.9) não deverão ser superiores ao dobro nem inferiores a metade das secções de armadura determinadas pelas expressões (F.2) e (F.3) ou (F.5) e (F.6). Estas limitações são expressas por  $\frac{1}{2} f'_{tdx} \leq f_{tdx} \leq 2 f'_{tdx}$  e  $\frac{1}{2} f'_{tdy} \leq f_{tdy} \leq 2 f'_{tdy}$ .

(5) Nos bordos livres, a armadura deverá ser totalmente amarrada, por exemplo, por varões em U ou por disposições semelhantes.

## Anexo G

### (informativo)

### Interacção entre o terreno e a estrutura

#### G.1 Fundações superficiais

##### G.1.1 Generalidades

- (1) A interacção entre o terreno, a fundação e a superestrutura deverá ser considerada. A distribuição da pressão de contacto nas fundações e os esforços nos pilares dependem ambos dos assentamentos diferenciais.
- (2) De uma forma geral, poderá resolver-se o problema assegurando a compatibilidade entre os deslocamentos e as correspondentes reacções do terreno e da estrutura.
- (3) Embora o método geral acima referido seja satisfatório, continuam a existir muitas incertezas decorrentes da ordem de aplicação das cargas e dos efeitos da fluência. Por este motivo, definem-se habitualmente diferentes níveis de análise, em função do grau de idealização dos modelos mecânicos.
- (4) Se a superestrutura for considerada flexível, as cargas transmitidas não dependem dos assentamentos diferenciais, uma vez que a estrutura não tem rigidez. Neste caso, as cargas deixam de ser uma incógnita e o problema reduz-se à análise de uma fundação num terreno deformável.
- (5) Se a superestrutura for considerada rígida, as cargas transmitidas pela fundação são desconhecidas e podem ser obtidas através da condição dos assentamentos deverem ocorrer num mesmo plano. Deverá verificar-se que esta rigidez se mantém até ao estado limite último.
- (6) Um outro processo simplificado pode ser adoptado se o sistema de fundação puder ser considerado rígido ou se o terreno de fundação for muito rígido. Em qualquer dos casos, os assentamentos diferenciais poderão ser ignorados, não sendo necessário considerar qualquer modificação das cargas transmitidas pela superestrutura.
- (7) Para determinar aproximadamente a rigidez do sistema estrutural, poderá efectuar-se uma análise comparando a rigidez combinada da fundação, dos elementos lineares da superestrutura e das paredes de contraventamento com a rigidez do terreno. Esta rigidez relativa,  $K_R$ , irá determinar se a fundação ou o sistema estrutural deverão ser considerados rígidos ou flexíveis. Poderá utilizar-se a seguinte expressão para estruturas de edifícios:

$$K_R = (EJ)_S / (El^3) \quad (G.1)$$

em que:

- $(EJ)_S$  valor aproximado da rigidez à flexão por unidade de largura da estrutura do edifício em estudo, obtida somando a rigidez à flexão da fundação, dos vários elementos lineares da superestrutura e das paredes de contraventamento;
- $E$  módulo de deformação do terreno;
- $l$  comprimento da fundação.

Uma rigidez relativa superior a 0,5 indica um sistema estrutural rígido.

### **G.1.2 Níveis de análise**

(1) Para efeitos de dimensionamento, são permitidos os seguintes níveis de análise:

Nível 0: a este nível, poderá admitir-se a distribuição linear da pressão de contacto.

Deverão satisfazer-se as seguintes condições prévias:

- a pressão de contacto não é superior aos valores de cálculo relativos quer aos estados limites últimos quer aos de utilização;
- no estado limite de utilização, o sistema estrutural não é afectado pelos assentamentos ou os assentamentos diferenciais previstos não são significativos;
- no estado limite último, o sistema estrutural possui capacidade de deformação plástica suficiente para que as diferenças nos assentamentos não afectem o cálculo.

Nível 1: a pressão de contacto poderá ser determinada tendo em conta a rigidez relativa da fundação e do terreno e as deformações resultantes poderão ser avaliadas para verificar se estão dentro de limites aceitáveis.

Deverão satisfazer-se as seguintes condições prévias:

- há experiência suficiente que demonstre não ser provável que as condições de utilização da superestrutura venham a ser afectadas pela deformação do terreno;
- no estado limite último, o sistema estrutural tem um comportamento dúctil adequado.

Nível 2: a este nível de análise, é considerada a influência das deformações do terreno na superestrutura. A estrutura é analisada sob a deformação imposta pela fundação para determinar a redistribuição das cargas aplicadas às fundações. Se as redistribuições resultantes forem significativas (ou seja,  $> |10| \%$ ), deverá adoptar-se a análise de Nível 3.

Nível 3: trata-se de um método interactivo completo que tem em conta a estrutura, as suas fundações e o terreno.

## **G.2 Fundações por estacas**

(1) Se o encabeçamento das estacas for rígido, poderá admitir-se uma variação linear dos assentamentos de cada estaca, função da rotação do encabeçamento. Se essa rotação for nula ou puder ser ignorada, poderá admitir-se que todas as estacas têm um assentamento igual. A partir das expressões de equilíbrio, é possível calcular as cargas nas estacas e o assentamento do grupo de estacas.

(2) No entanto, tratando-se de um ensoleiramento sobre estacas, existe interacção não só entre as diferentes estacas mas também entre o ensoleiramento e as estacas, não havendo nenhum método simples para analisar este problema.

(3) A resposta de um grupo de estacas às cargas horizontais envolve, em geral, não só a rigidez lateral do terreno envolvente e das estacas, mas também a rigidez axial das estacas (por exemplo, uma carga lateral num grupo de estacas provoca uma tracção e uma compressão nas estacas de bordo).

## Anexo H (informativo)

### Efeitos globais de segunda ordem nas estruturas

#### H.1 Critérios para ignorar os efeitos globais de segunda ordem

##### H.1.1 Generalidades

(1) Esta secção H.1 indica os critérios aplicáveis às estruturas que não satisfazem as condições indicadas em 5.8.3.3(1). Os critérios baseiam-se em 5.8.2(6) e têm em conta as deformações globais de flexão e de esforço transverso, definidas na Figura H.1.

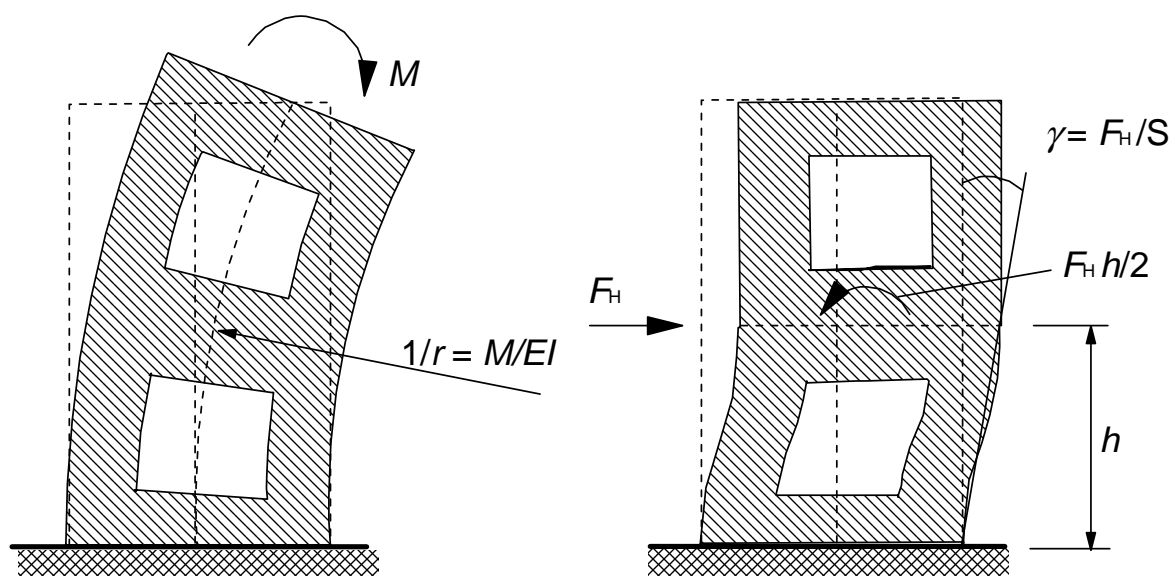


Figura H.1 – Definição das deformações globais de flexão e de esforço transverso (respectivamente  $1/r$  e  $\gamma$ ) e das correspondentes rigidezes (respectivamente  $EI$  e  $S$ )

##### H.1.2 Sistema de contraventamento sem deformações significativas de esforço transverso

(1) Para um sistema de contraventamento sem significativas deformações de esforço transverso (por exemplo, paredes estruturais sem aberturas), os efeitos globais de segunda ordem poderão ser ignorados se:

$$F_{V,Ed} \leq 0,1 \cdot F_{V,BB} \quad (H.1)$$

em que:

$F_{V,Ed}$  carga vertical total (em elementos contraventados e de contraventamento);

$F_{V,BB}$  carga global nominal de encurvadura para a flexão global, ver (2).

(2) A carga global nominal de encurvadura para a flexão global poderá ser considerada igual a:

$$F_{V,BB} = \xi \cdot \Sigma EI / L^2 \quad (H.2)$$

em que:

- $\xi$  coeficiente dependente do número de pisos, da variação da rigidez, da rigidez do encastramento na base e da distribuição das cargas; ver (4);
- $\Sigma EI$  soma dos factores de rigidez de flexão dos elementos de contraventamento na direcção considerada, incluindo eventuais efeitos da fendilhagem; ver (3);
- $L$  altura total do edifício acima do nível da secção de encastramento.

(3) Na ausência de uma avaliação mais rigorosa da rigidez, poderá utilizar-se a seguinte expressão para um elemento de contraventamento *fendilhado*:

$$EI \approx 0,4 E_{cd} I_c \quad (H.3)$$

em que:

- $E_{cd} = E_{cm} / \gamma_c$  valor de cálculo do módulo do betão, ver 5.8.6(3);
- $I_c$  momento de inércia do elemento de contraventamento.

Se no estado limite último a secção transversal do elemento *não está fendilhada*, o valor 0,4 na expressão (H.3) poderá ser substituído por 0,8.

(4) Se os elementos de contraventamento tiverem uma rigidez constante ao longo da altura e a carga vertical total aumentar da mesma quantidade por piso,  $\xi$  poderá ser considerado igual a:

$$\xi = 7,8 \cdot \frac{n_s}{n_s + 1,6} \cdot \frac{1}{1 + 0,7 \cdot k} \quad (H.4)$$

em que:

- $n_s$  número de pisos;
- $k$  flexibilidade relativa da secção de encastramento; ver (5).

(5) A flexibilidade relativa do encastramento na base é definida por:

$$k = (\theta M) \cdot (EI/L) \quad (H.5)$$

em que:

- $\theta$  rotação para o momento flector  $M$ ;
- $EI$  rigidez de acordo com (3);
- $L$  altura total do elemento de contraventamento.

**NOTA:** Para  $k = 0$ , ou seja, encastramento perfeito, as expressões (H.1) a (H.4) podem ser combinadas obtendo-se a expressão (5.18), na qual o coeficiente 0,31 resulta de  $0,1 \cdot 0,4 \cdot 7,8 \approx 0,31$ .

### H.1.3 Sistema de contraventamento com deformações significativas de esforço transversal

(1) Os efeitos globais de segunda ordem poderão ser ignorados se for satisfeita a seguinte condição:

$$F_{V,Ed} \leq 0,1 \cdot F_{V,B} = 0,1 \cdot \frac{F_{V,BB}}{1 + F_{V,BB} / F_{V,BS}} \quad (H.6)$$

em que:

- $F_{V,B}$  carga global de encurvadura tendo em conta a flexão e o esforço transversal globais;
- $F_{V,BB}$  carga global de encurvadura para a flexão simples, ver H.1.2(2);
- $F_{V,BS}$  carga global de encurvadura para o esforço transversal,  $F_{V,BS} = \Sigma S$ ;
- $\Sigma S$  rigidez total de esforço transversal (força por unidade de deformação angular por esforço transversal) dos elementos de contraventamento (ver a Figura H.1).

**NOTA:** A deformação global de esforço transversal de um elemento de contraventamento é, em geral, condicionada principalmente pelas deformações locais de flexão (ver a Figura H.1). Por consequência e na ausência de uma análise mais pormenorizada, a fendilhação poderá ser tida em conta para  $S$  da mesma forma que para  $EI$ ; ver H.1.2(3).

## H.2 Métodos de cálculo dos efeitos globais de segunda ordem

(1) Esta secção baseia-se na análise linear de segunda ordem de acordo com 5.8.7. Os efeitos globais de segunda ordem poderão ser tidos em conta analisando a estrutura para forças horizontais fictícias majoradas,  $F_{H,Ed}$ :

$$F_{H,Ed} = \frac{F_{H,0Ed}}{1 - F_{V,Ed} / F_{V,B}} \quad (H.7)$$

em que:

- $F_{H,0Ed}$  força horizontal de primeira ordem devida ao vento, às imperfeições, etc.;
- $F_{V,Ed}$  carga vertical total nos elementos contraventados e de contraventamento;
- $F_{V,B}$  carga global nominal de encurvadura, ver (2).

(2) A carga de encurvadura,  $F_{V,B}$ , poderá ser determinada de acordo com H.1.3 (ou H.1.2 se as deformações globais de esforço transversal forem desprezáveis). No entanto, neste caso deverão utilizar-se os valores nominais da rigidez de acordo com 5.8.7.2, incluindo os efeitos da fluência.

(3) Nos casos em que a carga global de encurvadura,  $F_{V,B}$ , não estiver definida, poderá utilizar-se a seguinte expressão:

$$F_{H,Ed} = \frac{F_{H,0Ed}}{1 - F_{H,1Ed} / F_{H,0Ed}} \quad (H.8)$$

em que:

- $F_{H,1Ed}$  força horizontal fictícia produzindo os mesmos momentos flectores do que a carga vertical,  $N_{V,Ed}$ , actuante na estrutura deformada, sendo a deformação a provocada por  $F_{H,0Ed}$  (deformação de primeira ordem) e calculada com os valores nominais da rigidez obtidos de acordo com 5.8.7.2.

**NOTA:** A expressão (H.8) resulta de um cálculo passo a passo, em que os efeitos dos incrementos de carga vertical e de deformação, expressos como forças horizontais equivalentes, são adicionados por passos sucessivos. Os incrementos irão formar uma série geométrica ao fim de alguns passos. Admitindo que tal acontece a partir do primeiro passo de cálculo (o que é análogo a admitir que  $\beta=1$  em 5.8.7.3(3)), a soma pode ter a forma da expressão (H.8). Esta hipótese requer que os valores da rigidez representando a última fase da deformação sejam utilizados em todos os passos (note-se que esta é também a hipótese básica da análise baseada nos valores da rigidez nominal).

Noutros casos, por exemplo, se se considerarem secções não fendilhadas no primeiro passo e se se verificar que ocorre fendilhação nos passos posteriores ou se a distribuição de forças horizontais equivalentes se alterar significativamente nos primeiros passos de cálculo, será necessário proceder a mais passos na análise até se verificar a hipótese de uma série geométrica. Exemplo com mais dois passos de cálculo do que os da expressão (H.8):

$$F_{H,Ed} = F_{H,0Ed} + F_{H,1Ed} + F_{H,2Ed} / (1 - F_{H,3Ed} / F_{H,2Ed})$$



Figura I.1 – Divisão dos painéis de lajes fungiformes

**NOTA:** Quando existem capitéis de largura  $> (l_y/3)$ , poderá considerar-se para largura das faixas sobre os pilares a largura dos capitéis. A largura das faixas centrais deverá ser ajustada em conformidade.

Quadro I.1 – Distribuição simplificada dos momentos flectores no caso de uma laje fungiforme

	Momentos negativos	Momentos positivos
Faixa sobre pilares	60 % - 80 %	50 % - 70 %
Faixa central	40 % - 20 %	50 % - 30 %
<b>NOTA:</b> O total dos momentos negativos e positivos, a resistir conjuntamente pelas faixas sobre pilares e pelas faixas centrais, deverá ser sempre igual a 100 %.		

(4) Quando a largura da faixa sobre pilares é diferente de  $0,5l_x$  como representado na Figura I.1 (por exemplo), e é considerada uma largura igual à do capitel, a largura da faixa central deverá ser ajustada em conformidade.

(5) A não ser que haja vigas de bordo, devidamente dimensionadas à torção, os momentos transferidos para os pilares de bordo ou de canto deverão ser limitados ao momento resistente de uma secção rectangular igual a  $0,17 b_e d^2 f_{ck}$  (ver a Figura 9.9 para a definição de  $b_e$ ). O momento positivo no tramo de extremidade deverá ser calculado em conformidade.

### I.1.3 Disposição irregular dos pilares

(1) Quando, devido à disposição irregular dos pilares, não for possível analisar de forma razoável uma laje fungiforme pelo método dos pórticos equivalentes, poderá utilizar-se o método das grelhas ou outro método elástico. Neste caso, o seguinte método simplificado será normalmente suficiente:

- analisar a laje com a carga total,  $\gamma_Q Q_k + \gamma_G G_k$ , aplicada em todos os tramos;
- os momentos a meio vão e sobre os pilares deverão ser majorados para ter em conta os efeitos do padrão de carregamento. Para este efeito, poderá carregar-se um tramo crítico (ou tramos) com  $\gamma_Q Q_k + \gamma_G G_k$  e a restante laje com  $\gamma_G G_k$ . No caso de haver uma diferença significativa na carga permanente dos tramos,  $\gamma_G$  deverá ser considerado igual a 1 para os tramos não carregados;
- os efeitos deste carregamento particular poderão depois ser aplicados de forma semelhante a outros tramos e pilares críticos.

(2) Deverão aplicar-se as limitações especificadas em I.1.2(5) relativas à transferência de momentos para os pilares de bordo.

## I.2 Paredes de contraventamento

(1) As paredes de contraventamento são paredes de betão simples ou armado que contribuem para a estabilidade lateral da estrutura.

(2) A carga lateral equilibrada por cada parede de contraventamento deverá ser obtida a partir de uma análise global da estrutura, tendo em conta as cargas aplicadas, as excentricidades das cargas relativamente ao centro de rigidez da estrutura e a interacção entre as diferentes paredes da estrutura.

(3) Deverão ser considerados os efeitos da acção assimétrica do vento (ver a EN 1991-1-4).

(4) Deverão ser tidos em conta os efeitos combinados dos esforços axiais e do esforço transversal.

(5) Para além de outros critérios de utilização especificados na presente Norma, deverá também ser considerado o efeito dos movimentos horizontais das paredes de contraventamento nos ocupantes da construção (ver a EN 1990).

(6) No caso de estruturas de edifícios com o máximo de 25 pisos, em que a disposição das paredes é relativamente simétrica e em que as paredes não têm aberturas que possam causar deformações globais de esforço transverso significativas, a carga horizontal equilibrada por uma parede de contraventamento poderá ser obtida da seguinte forma:

$$P_n = \frac{P(EI)_n}{\Sigma(EI)} \pm \frac{(Pe)y_n(EI)_n}{\Sigma(EI)y_n^2} \quad (I.1)$$

em que:

$P_n$  carga horizontal na parede  $n$ ;

$(EI)_n$  rigidez da parede  $n$ ;

$P$  carga aplicada;

$e$  excentricidade de  $P$  em relação ao centro de rigidez (ver a Figura I.3);

$y_n$  distância da parede  $n$  em relação ao centro de rigidez.

(7) Se, no sistema de contraventamento, estiverem associados elementos com e sem deformações de esforço transverso significativas, a análise deverá ter em conta simultaneamente a deformação de esforço transverso e a de flexão.

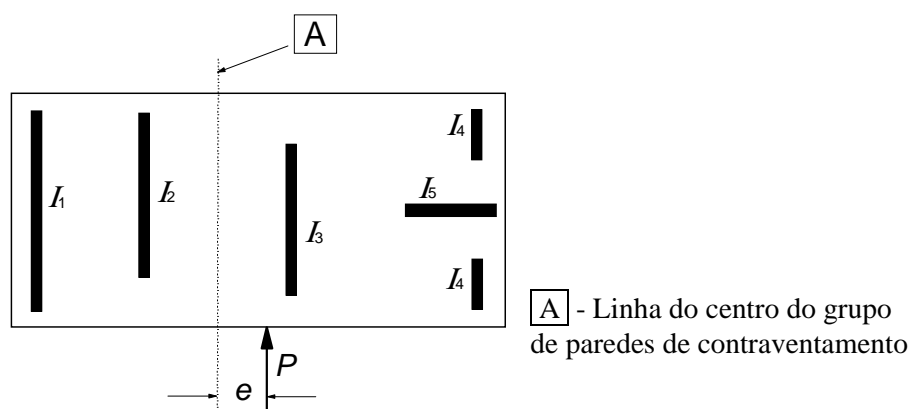


Figura I.3 – Excentricidade da carga em relação ao centro das paredes de contraventamento

## Anexo J (informativo)

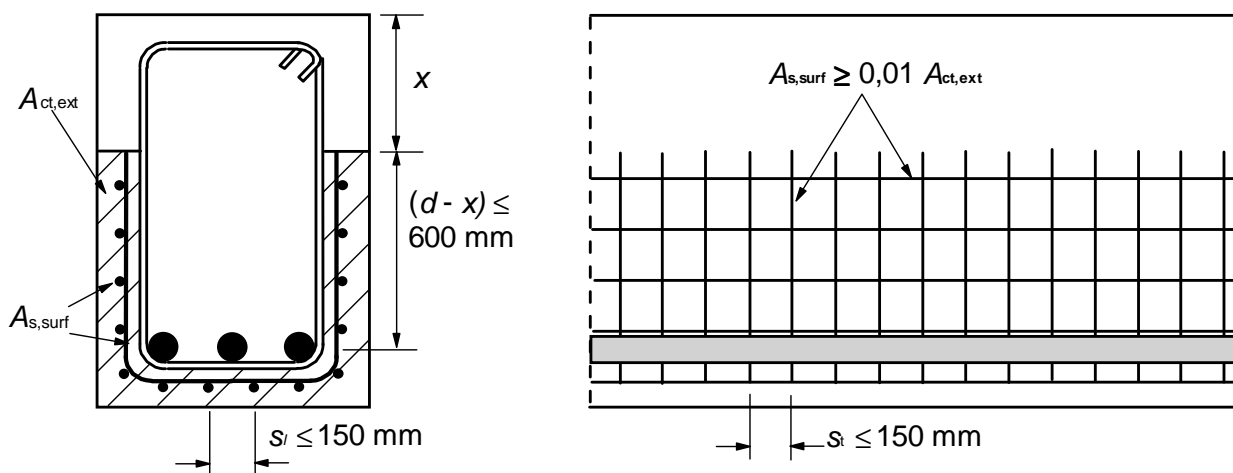
### Disposições construtivas relativas a casos particulares

#### J.1 Armaduras de pele

(1) Deverá utilizar-se uma armadura de pele para resistir ao destacamento do betão quando a armadura principal for constituída por:

- varões de diâmetro superior a 32 mm; ou
- agrupamentos de varões com um diâmetro equivalente superior a 32 mm (ver 8.8).

As armaduras de pele deverão ser constituídas por redes ou por varões de pequeno diâmetro e colocadas exteriormente às armaduras transversais, como representado na Figura J.1.



$x$  é a profundidade da linha neutra no estado limite último

Figura J.1 – Exemplo de armadura de pele

(2) A área da secção das armaduras de pele,  $A_{s,surf}$ , não deverá ser inferior a  $A_{s,surfmin}$  em cada uma das duas direcções, paralela e ortogonal às armaduras de tracção da viga.

**NOTA:** O valor de  $A_{s,surfmin}$  a utilizar num determinado país poderá ser indicado no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado é  $0,01 A_{ct,ext}$ , em que  $A_{ct,ext}$  é a área do betão traccionado exterior às cintas (ver a Figura J.1).

(3) Para uma melhor durabilidade, quando o recobrimento da armadura é superior a 70 mm deverá utilizar-se uma armadura de pele, com uma área de  $0,005 A_{ct,ext}$  em cada direcção.

(4) O recobrimento mínimo necessário para as armaduras de pele é indicado em 4.4.1.2.

(5) Os varões longitudinais das armaduras de pele poderão ser tidos em conta nas armaduras longitudinais de flexão e os varões transversais nas armaduras de esforço transversal, desde que satisfaçam os requisitos relativos à disposição e amarração desses tipos de armaduras.

## **J.2 Nós de pórticos**

### **J.2.1 Generalidades**

(1) A resistência do betão,  $\sigma_{Rd,max}$ , deverá ser determinada de acordo com 6.5.2 (zonas comprimidas com ou sem armadura transversal).

### **J.2.2 Nós com a face interior comprimida**

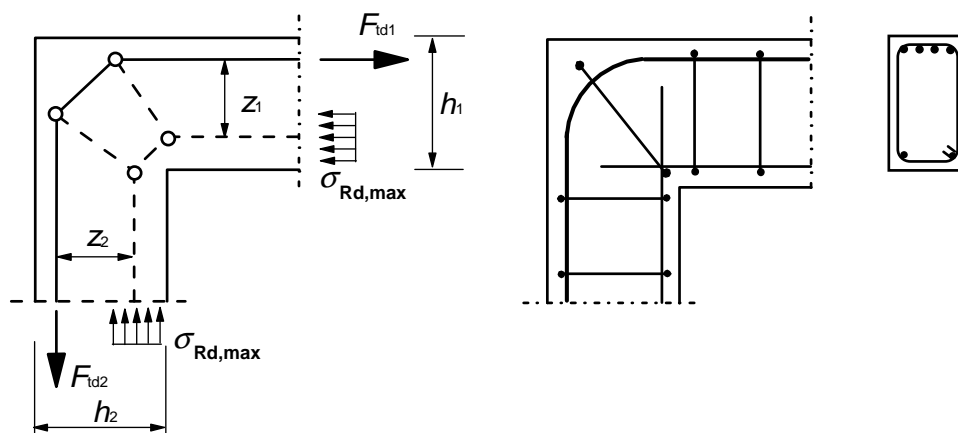
(1) Para pilares e vigas de dimensões aproximadamente iguais ( $2/3 < h_2/h_1 < 3/2$ ) (ver a Figura J.2(a)), não é necessária nenhuma verificação da armadura de cintagem do nó ou dos comprimentos de amarração na região da ligação entre a viga e o pilar, desde que todas as armaduras de tracção da viga sejam prolongadas e dobradas no interior do nó.

(2) A Figura J.2(b) representa um modelo de escoras e tirantes para  $h_2/h_1 < 2/3$  para um intervalo limitado de  $\tan \theta$ .

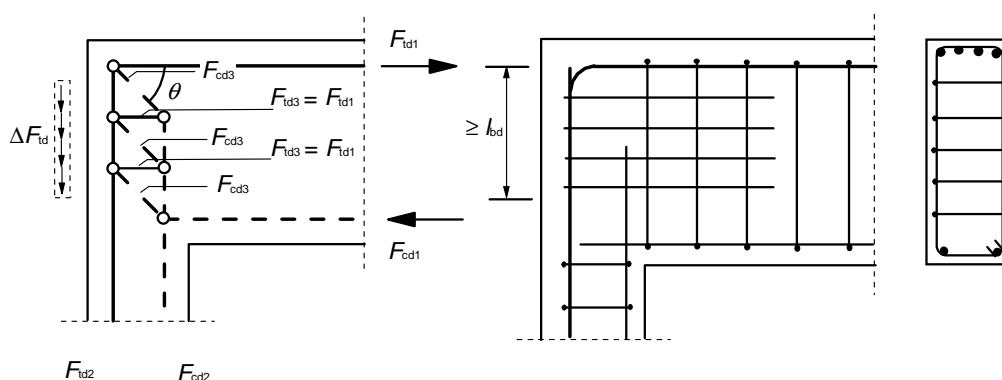
**NOTA:** Os valores dos limites de  $\tan \theta$  a utilizar num determinado país poderão ser indicados no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado para o limite inferior é 0,4 e o valor recomendado para o limite superior é 1.

(3) O comprimento de amarração,  $l_{bd}$ , deverá ser determinado para a força  $\Delta F_{td} = F_{td2} - F_{td1}$ .

(4) Deverão utilizar-se armaduras para equilibrar as forças de tracção transversais perpendiculares ao plano do nó.



(a) viga e pilar de dimensões aproximadamente iguais



(b) viga e pilar de dimensões muito diferentes

Figura J.2 – Nó com a face interior comprimida. Modelo de cálculo e armaduras

### J.2.3 Nós com a face interior traccionada

(1) Para pilares e vigas de dimensões aproximadamente iguais, poderão utilizar-se os modelos de escoras e tirantes representados nas Figuras J.3(a) e J.4(a). Na região do nó, a armadura deverá ter a forma de um laço ou de dois varões sobrepostos dobrados em U e ser associada a cintas inclinadas, como representado nas Figuras J.3(b) e (c) e nas Figuras J.4(b) e (c).

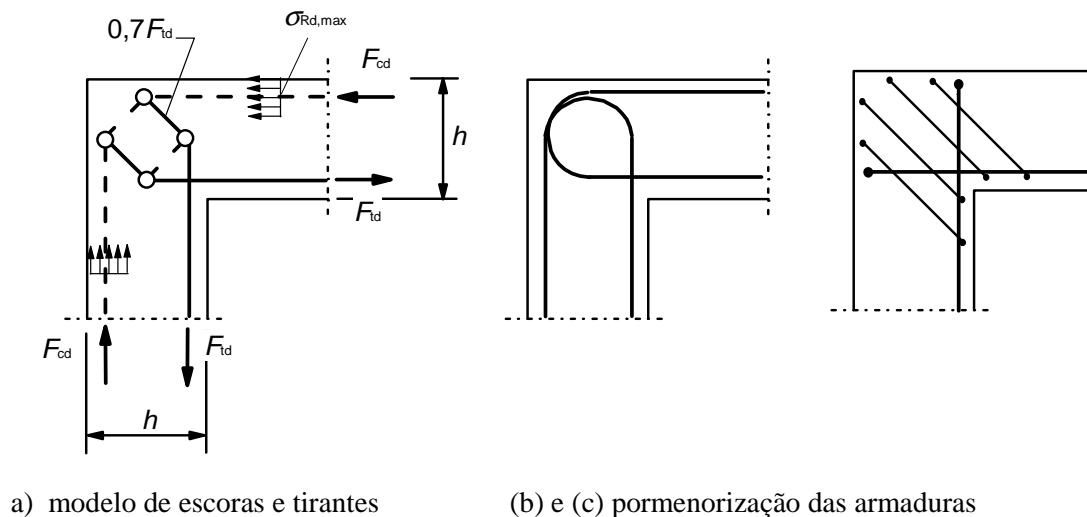


Figura J.3 – Nó com a face interior moderadamente traccionada  
(por exemplo,  $A_s/bh \leq 2\%$ )

(2) Para nós fortemente traccionados, deverá adoptar-se um varão diagonal e armaduras de cintagem para evitar o fendimento do betão, como representado na Figura J.4.

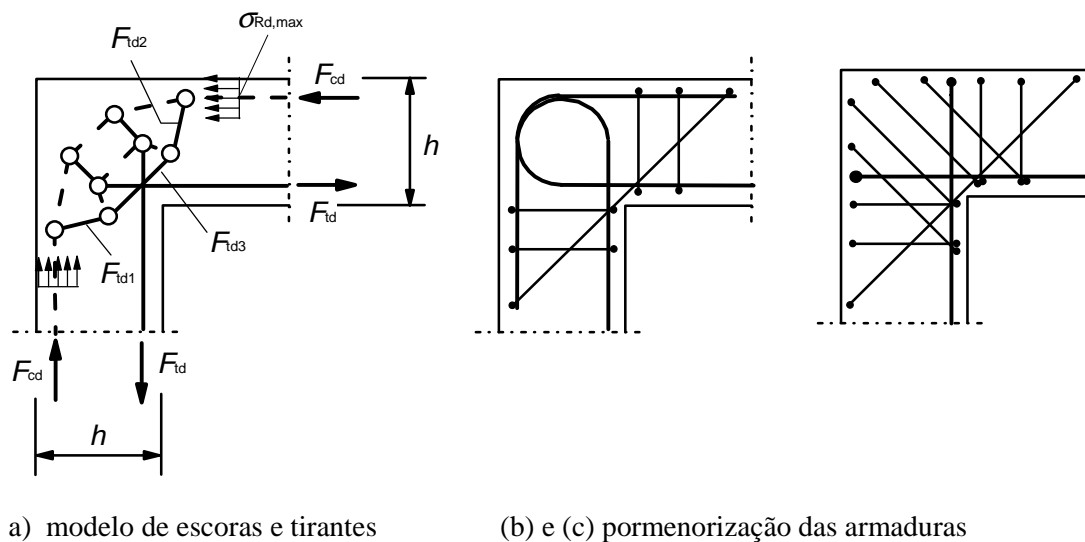


Figura J.4 – Nó com a face interior fortemente traccionada  
(por exemplo,  $A_s/bh > 2\%$ )

### J.3 Consolas curtas

(1) As consolas curtas ( $a_c < z_0$ ) poderão ser dimensionadas usando modelos de escoras e tirantes como descrito em 6.5 (ver a Figura J.5). A inclinação da escora é limitada a  $1,0 \leq \tan \theta \leq 2,5$ .

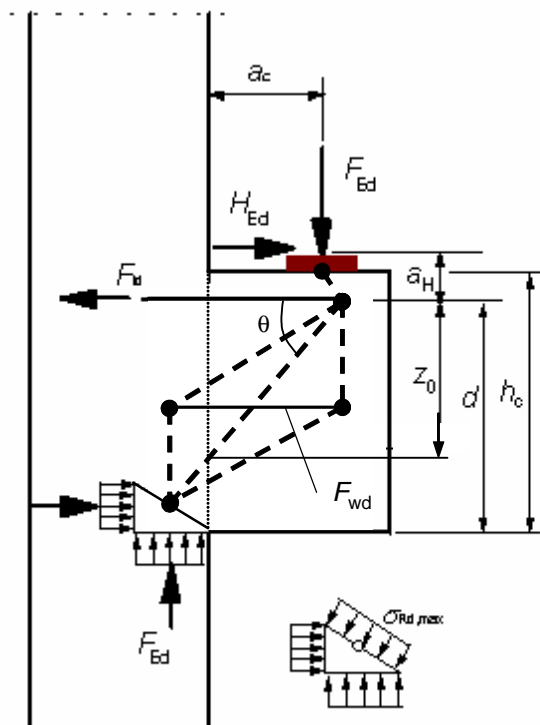


Figura J.5 – Modelo de escoras e tirantes para uma consola curta

(2) Se  $a_c < 0,5 h_c$ , deverão utilizar-se, além da armadura principal de tracção, estribos fechados horizontais ou inclinados com  $A_{s,lnk} \geq k_1 A_{s,main}$  (ver a Figura J.6(a)).

**NOTA:** O valor de  $k_1$  a utilizar num determinado país poderá ser indicado no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado é 0,25.

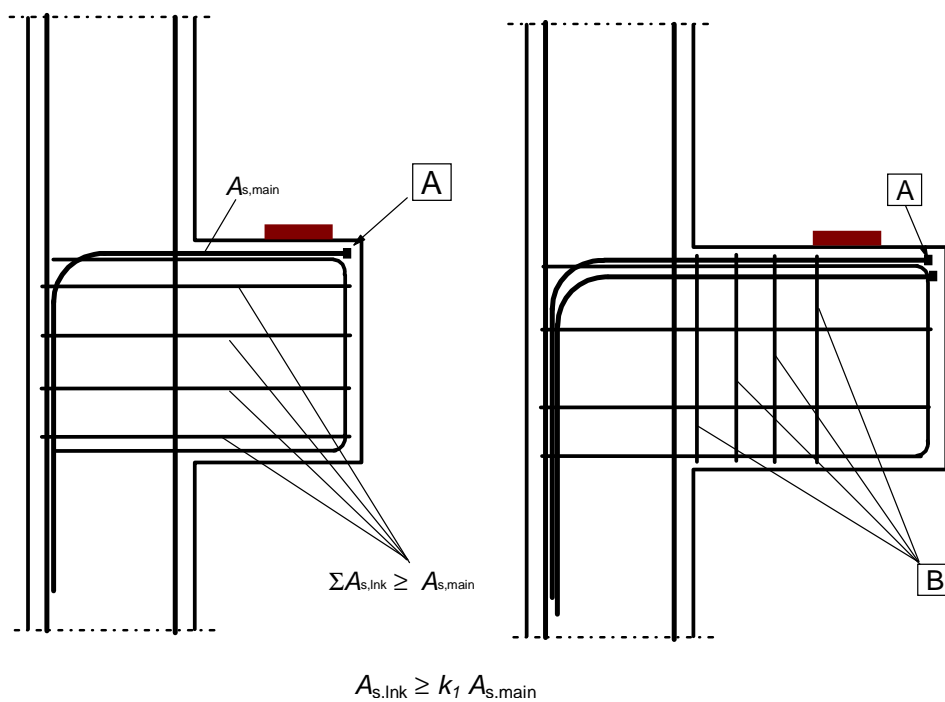
(3) Se  $a_c > 0,5 h_c$  e  $F_{Ed} > V_{Rd,c}$  (ver 6.2.2), deverão utilizar-se, além da armadura principal de tracção, estribos fechados verticais  $A_{s,lnk} \geq k_2 F_{Ed}/f_{yd}$  (ver a Figura J.6(b)).

**NOTA:** O valor de  $k_2$  a utilizar num determinado país poderá ser indicado no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado é 0,5.

(4) A armadura principal de tracção deverá estar amarrada em ambas as extremidades. Deverá ser amarrada na face mais afastada do elemento de apoio, e o comprimento de amarração deverá ser medido a partir das armaduras verticais situadas na face mais próxima. Além disso, a armadura deverá ser amarrada no interior da consola curta, e o comprimento de amarração deverá ser medido a partir do bordo interior da área carregada.

(5) No caso de requisitos especiais de limitação da fendilhação, serão eficazes estribos inclinados no ângulo reentrante (traccionado).





**A** - dispositivos de amarração ou laços      **B** - estribos

(a) armadura para  $a_c \leq 0,5 h_c$

(b) armadura para  $a_c > 0,5 h_c$

Figura J.6 – Pormenorização das armaduras de consolas curtas

## **Anexo Nacional NA**

### **Introdução**

O presente Anexo Nacional foi elaborado no âmbito da actividade da Comissão Técnica Portuguesa de Normalização CT 115 – Eurocódigos Estruturais, cuja coordenação é assegurada pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) na sua qualidade de Organismo de Normalização Sectorial (ONS) no domínio dos Eurocódigos Estruturais.

A inclusão de um Anexo Nacional na NP EN 1992-1-1:2010 decorre do disposto no Preâmbulo desta Norma.

### **NA.1 – Objectivo e campo de aplicação**

Este Anexo Nacional estabelece as condições para a implementação, em Portugal, da NP EN 1992-1-1:2010 – “Eurocódigo 2 – Projecto de estruturas de betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios”, as quais se referem aos seguintes aspectos:

- a) Parâmetros Determinados a nível Nacional (NDP);
- b) utilização dos Anexos informativos;
- c) informações complementares não contraditórias.

### **NA.2 – Parâmetros Determinados a nível Nacional (NDP)**

#### **NA.2.1 – Generalidades**

Os Parâmetros Determinados a nível Nacional (NDP) relativos aos Princípios e às Regras de Aplicação onde são permitidas opções nacionais são estabelecidos no Preâmbulo da presente Norma. Note-se que, por lapso e ao invés do que é estabelecido naquele Preâmbulo, não é permitida uma opção nacional em 11.6.1(2).

Nas secções NA.2.2 e NA.2.3 referem-se, respectivamente, os Princípios e as Regras de Aplicação sem prescrições a nível nacional e com prescrições a nível nacional. As prescrições a nível nacional, indicadas na secção NA.2.3, são referenciadas do mesmo modo que no corpo da Norma mas precedidas de “NA– “.

#### **NA.2.2 – Princípios e Regras de Aplicação sem prescrições a nível nacional**

Relativamente a:

2.3.3(3)	5.10.8(3)	9.2.2(5)
2.4.2.1(1)	6.2.2(1)	9.2.2(6)
2.4.2.2(1)	6.2.2(6)	9.2.2(7)
2.4.2.2(2)	6.2.3(2)	9.2.2(8)
2.4.2.2(3)	6.2.3(3)	9.3.1.1(3)
2.4.2.3(1)	6.2.4(4)	9.5.2(2)
2.4.2.4(1)	6.2.4(6)	9.5.2(3)
2.4.2.4(2)	6.4.3(6)	9.6.2(1)
2.4.2.5(2)	6.4.4(1)	9.6.3(1)
3.1.2(2)P	6.4.5(3)	9.7(1)

---

3.1.2(4)	6.4.5(4)	9.8.3(2)
3.1.6(1)P	6.5.2(2)	9.8.5(3)
3.1.6(2)P	6.5.4 (4)	9.10.2.2(2)
3.2.7(2)	6.5.4(6)	9.10.2.3(3)
3.3.4(5)	6.8.4(1)	9.10.2.3(4)
3.3.6(7)	6.8.4(5)	9.10.2.4(2)
4.4.1.2(3)	6.8.6(1)	11.3.5(1)P
4.4.1.2(6)	6.8.6(3)	11.3.5(2)P
4.4.1.2(13)	6.8.7(1)	11.3.7(1)
4.4.1.3(1)P	7.2(2)	11.6.1(1)
4.4.1.3(3)	7.2(3)	11.6.2(1)
4.4.1.3(4)	7.2(5)	11.6.4.1(1)
5.1.3(1)P	7.3.1(5)	12.3.1(1)
5.2(5)	7.3.2(4)	12.6.3(2)
5.5(4)	7.3.4(3)	A.2.1(1)
5.6.3(4)	7.4.2(2)	A.2.1(2)
5.8.3.1(1)	8.2(2)	A.2.2(1)
5.8.3.3(1)	8.3(2)	A.2.2(2)
5.8.3.3(2)	8.6(2)	A.2.3(1)
5.8.5(1)	8.8(1)	C.1(1)
5.8.6(3)	9.2.1.1(1)	C.1(3)
5.10.2.1(1)P	9.2.1.1(3)	J.1(2)
5.10.2.2(4)	9.2.1.2(1)	J.2.2(2)
5.10.2.2(5)	9.2.1.4(1)	J.3 (2)
5.10.3(2)	9.2.2(4)	J.3(3)
5.10.8(2)		

prescinde-se de introduzir prescrições a nível nacional, devendo adoptar-se as correspondentes prescrições constantes desta Norma e, se tal for o caso, os procedimentos ou os valores aí recomendados.

### **NA.2.3 – Princípios e Regras de Aplicação com prescrições a nível nacional**

#### **a) NA–3.2.2(3)P**

As armaduras para betão armado a utilizar em Portugal são definidas em NA.4.3 a).

#### **b) NA–4.4.1.2(5)**

A Classe Estrutural adoptada para um tempo de vida útil de projecto de 50 anos é S4.

Para um tempo de vida útil de projecto de 30 anos, ou inferior, a Classe Estrutural a adoptar é S3.

Deve adoptar-se o Quadro NA-4.3N em vez do Quadro 4.3N. O Quadro NA-4.3N foi ajustado de modo a ficar compatibilizado, no que respeita às classes de resistência que permitem reduções de  $c_{\min, \text{dur}}$  e aos cimentos nele utilizados, com o adoptado na Especificação LNEC E 464:2005 – “Betões. Metodologia prescritiva para uma vida útil de projecto de 50 e de 100 anos face às acções ambientais”, que é referida na NP EN 206-1.

Quadro NA-4.3N – Classificação estrutural recomendada

Classe Estrutural							
Critério	Classe de Exposição de acordo com o Quadro 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1	XD2 / XS1	XD3 / XS2 / XS3
Tempo de vida útil de projecto de 100 anos	aumentar 2 classes	aumentar 2 classes	aumentar 2 classes	aumentar 2 classes	aumentar 2 classes	aumentar 2 classes	aumentar 2 classes
Classe de Resistência <sup>1) 2)</sup>	$\geq C30/37$ reduzir 1 classe	$\geq C30/37$ reduzir 1 classe	$\geq C35/45$ reduzir 1 classe	$\geq C40/50$ reduzir 1 classe	$\geq C40/50^{*)}$ reduzir 1 classe	$\geq C40/50^{*)}$ reduzir 1 classe	$\geq C45/55^{**)}$ reduzir 1 classe
Elemento com geometria de laje (posição das armaduras não afectada pelo processo construtivo)	reduzir 1 classe	reduzir 1 classe	reduzir 1 classe	reduzir 1 classe	reduzir 1 classe	reduzir 1 classe	reduzir 1 classe
Garantia especial de controlo da qualidade da produção do betão	reduzir 1 classe	reduzir 1 classe	reduzir 1 classe	reduzir 1 classe	reduzir 1 classe	reduzir 1 classe	reduzir 1 classe
<sup>*)</sup> $\geq C50/60$ quando o cimento utilizado for CEM I ou CEM IIA <sup>**)</sup> $\geq C60/75$ quando o cimento utilizado for CEM I ou CEM IIA <sup>1)</sup> Considera-se que a classe de resistência e a razão água-cimento estão relacionadas. Poderá considerar-se uma composição especial (tipo de cimento, razão água-cimento, fileres finos) a fim de obter uma baixa permeabilidade. <sup>2)</sup> O limite pode ser reduzido de uma classe de resistência se a introdução de ar for superior a 4 %.							

No caso de elementos com geometria de laje, a redução do valor de  $c_{\min, \text{dur}}$  só deve ser aplicada quando existir convicção de que o processo construtivo não afecta a posição da armadura.

No caso de existir garantia especial de controlo da qualidade da produção do betão, a redução do valor de  $c_{\min, \text{dur}}$  deve estar associada à prévia definição dos requisitos do controlo da produção, colocação e cura do betão. Caso contrário, não é aceitável considerar este aspecto para reduzir  $c_{\min, \text{dur}}$ .

Os requisitos de durabilidade poderão basear-se na aplicação de métodos probabilísticos e nas propriedades de desempenho do betão (ver a Especificação LNEC E 465 – “Betões. Metodologia para estimar as propriedades do desempenho do betão que permitem satisfazer a vida útil de projecto de estruturas de betão armado ou pré-esforçado sob as exposições ambientais XC e XS”).

Não podem ser adoptados recobrimentos  $c_{\min, \text{dur}}$  inferiores aos das Classes Estruturais S2 para um período de vida útil de 50 anos e S4 para um período de vida útil de 100 anos, quando se utilizar a Especificação LNEC E 465 ou quando se utilizarem as reduções de recobrimento  $c_{\min, \text{dur}}$  indicadas no Quadro NA-4.3N. A adopção destas reduções não deve prejudicar a satisfação dos requisitos de recobrimento mínimo  $c_{\min}$  relativos à resistência ao fogo e à aderência aço-betão estabelecidos na presente Norma, nem devem ser consideradas no cálculo das propriedades de desempenho do betão quando para tal se utilizar a Especificação LNEC E 465.

**c) NA–4.4.1.2(7)**

Com a adopção de aços inox austeníticos ou austeníticos-ferríticos, o recobrimento mínimo  $c_{\min, \text{dur}}$  pode ser reduzido de 20 mm, ou seja:

$$\Delta c_{\text{dur, st}} = 20 \text{ mm.}$$

**d) NA–4.4.1.2(8)**

Com a adopção de protecções superficiais que cumpram os requisitos da NP EN 1504-2, o recobrimento mínimo  $c_{\min, \text{dur}}$  pode ser reduzido de 5 mm, ou seja:

$$\Delta c_{\text{dur, add}} = 5 \text{ mm.}$$

**e) NA–5.10.1(6)**

As condições correspondentes aos métodos A e E devem ser sempre verificadas. Quando adequado, poderão também ser adoptadas as medidas indicadas nos outros métodos.

**f) NA–5.10.2.1(2)**

$k_3 = 0,90$  para a pós-tensão.

$k_3 = 0,95$  para a pré-tensão.

**g) NA–5.10.9(1)P**

Os valores de  $r_{\text{sup}}$  e  $r_{\text{inf}}$  a adoptar em Portugal são  $r_{\text{sup}} = r_{\text{inf}} = 1,0$ .

**h) NA–9.5.2(1)**

$\phi_{\min}$  é de 10 mm.

**i) NA–9.5.3(3)**

O espaçamento máximo das armaduras transversais,  $s_{\text{cl, tmax}}$ , não deve exceder, nas zonas entre nós, os seguintes valores:

- 15 vezes o diâmetro mínimo dos varões longitudinais;
- a menor dimensão do pilar;
- 300 mm;

e, nas zonas dos nós a que se refere a secção 9.5.3(4), esse espaçamento máximo não deve exceder 60 % dos valores atrás indicados.

**j) NA–9.8.1(3)**

$\phi_{\min}$  é de 10 mm.

**k) NA–9.8.2.1(1)**

$\phi_{\min}$  é de 10 mm.

**l) NA–9.8.3(1)**

$\phi_{\min}$  é de 10 mm.

**m) NA–9.8.4(1)**

$\phi_{\min}$  é de 10 mm.

**n) NA–E.1(2)**

Deve adoptar-se o Quadro NA–E.1N em vez do Quadro E.1N.

Quadro NA–E.1N – Classes indicativas de resistência

		Classes de Exposição de acordo com o Quadro 4.1					
Corrosão							
	Corrosão induzida por carbonatação				Corrosão induzida por cloretos (incluindo água do mar)		
	XC1	XC2	XC3	XC4	XS1 <sup>*)</sup> /XD1	XS2 <sup>*)</sup> /XD2	XS3 <sup>**)</sup> /XD3
Classe indicativa de resistência	C25/30 LC25/28		C30/37 LC30/33		C30/37 LC30/33		C33/45 LC35/38
Danos no betão							
	Sem risco	Ataque gelo/degelo			Ataque químico		
	X0	XF1	XF2	XF3	XA1 <sup>***)</sup>	XA2 <sup>*)</sup>	XA3 <sup>*)</sup>
Classe indicativa de resistência	C12/15	C30/37 LC30/33	C25/30 LC30/33	C30/37	C30/37 LC30/33	C35/45 LC35/38	
<sup>*)</sup> C40/50, LC40/44 quando o cimento utilizado for CEM I ou CEM IIA <sup>**)</sup> C50/60, LC50/55 quando o cimento utilizado for CEM I ou CEM IIA <sup>***)</sup> C35/45, LC35/38 quando o cimento utilizado for CEM I ou CEM IIA							

Estas indicações estão de acordo com as da Especificação LNEC E 464:2005 – “Betões. Metodologia prescritiva para uma vida útil de projecto de 50 e de 100 anos face às acções ambientais”.

### NA.3 – Utilização dos Anexos informativos

Em Portugal, os Anexos D, E, G, H, I e J mantêm o carácter informativo e os Anexos B e F passam a ter carácter normativo.

O Anexo A, embora mantendo o carácter informativo, só pode aplicar-se em Portugal se se tiver em conta o disposto na alínea a) desta secção.

#### a) Utilização do Anexo A

Para que seja possível aplicar as reduções preconizadas no Anexo A é necessário que esteja garantida a adopção de uma classe de fiabilidade 3, conforme descrito na NP EN 1990:2009 – “Eurocódigo – Bases para o projecto de estruturas”, e de uma classe de inspecção 3, conforme descrito na NP ENV 13670-1:2007 – “Execução de estruturas em betão – Parte 1: Regras gerais”.

Para além disto, a redução dos coeficientes só poderá ser feita com a concordância do dono de obra.

## **NA.4 – Informações complementares**

### **NA.4.1 – Objectivo**

Na secção NA.4 são fornecidas informações complementares não contraditórias com as prescrições da presente Norma, visando auxiliar a aplicação desta Norma.

### **NA.4.2 – Informações gerais**

#### **a) Relação da NP EN 1992-1-1 com outros Eurocódigos e com outras normas relativas a produtos de construção**

A NP EN 1992-1-1 faz parte de um conjunto de normas correntemente designadas por Eurocódigos Estruturais, relativas ao projecto estrutural e geotécnico de edifícios e de outras obras de engenharia civil. Assim, o projecto de estruturas de betão deve ter em conta o disposto nos diversos Eurocódigos que se interligam com a presente Norma, salientando-se, no caso de Portugal, os requisitos estabelecidos na NP EN 1998-1:2010 – “Eurocódigo 8 – Projecto de estruturas para resistência aos sismos – Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios”, já que esses requisitos podem envolver aspectos relativos ao cálculo ou à pormenorização de armaduras.

O projecto de estruturas de betão deve igualmente satisfazer os requisitos de todas as outras normas e especificações aplicáveis. De entre essas normas têm particular relevância as relativas ao betão e ao aço.

#### **b) Tempo de vida útil previsto para a estrutura**

O projecto de estruturas de betão deve estabelecer, em concordância com o dono de obra, o tempo de vida útil previsto para a estrutura, seguindo as categorias de tempo de vida útil de projecto estabelecidas na NP EN 1990:2009 – “Eurocódigo – Bases para o projecto de estruturas”.

### **NA.4.3 – Informações específicas**

#### **a) Aço para betão armado (3.2 e Anexo C)**

As armaduras para betão armado a utilizar em Portugal deverão ser das classes de resistência ( $f_{yk}$  ou  $f_{0,2k}$ ) 400 e 500. As armaduras deverão satisfazer o disposto nas Especificações LNEC aplicáveis que, à data de publicação da presente Norma, são as seguintes:

E 449 – Varões de aço A400 NR para armaduras de betão armado. Características, ensaios e marcação.

E 450 – Varões de aço A500 NR para armaduras de betão armado. Características, ensaios e marcação.

E 455 – Varões de aço A400 NR de ductilidade especial para armaduras de betão armado. Características, ensaios e marcação.

E 456 – Varões de aço A500 ER para armaduras de betão armado. Características, ensaios e marcação.

E 458 – Redes electrossoldadas para armaduras de betão armado. Características, ensaios e marcação.

E 460 – Varões de aço A500 NR de ductilidade especial para armaduras de betão armado. Características, ensaios e marcação.

E 480 – Treliças electrossoldadas para armaduras de betão armado. Campo de aplicação, características e ensaios.

A relação entre as designações dos tipos de armaduras indicados e as do Anexo C da presente Norma é a apresentada no Quadro NA.I.

Quadro NA.I – Relação entre as designações dos tipos de armaduras em Portugal e as indicadas no Anexo C

Armaduras	Classe (ver o Quadro C.1)
A400 ou A500 NR de ductilidade especial	C
A400 ou A500 NR	B
A500 ER	A

Em Portugal, a utilização de armaduras do tipo das contempladas nestas Especificações está condicionada à certificação das armaduras por organismo acreditado pela entidade competente no domínio da acreditação, nos termos da legislação aplicável. A utilização de armaduras está ainda sujeita à sua prévia classificação ou homologação pelo LNEC. A classificação terá lugar no caso das armaduras de um dos tipos previstos nas referidas Especificações, sendo a homologação exigida para o caso de armaduras de outro tipo.

Refira-se no entanto que, embora a presente Norma refira em 3.2.2(3)P como domínio da sua aplicação estruturas realizadas com armaduras de aços com resistência característica de 400 MPa a 600 MPa, ela poderá também aplicar-se a estruturas (em particular estruturas antigas) executadas com armaduras de aços de menor resistência (nomeadamente o da classe 235). Refira-se também que a presente Norma apenas contempla a utilização de armaduras nervuradas, pelo que a sua aplicação a estruturas antigas executadas com armaduras lisas requer as adaptações correspondentes.

#### **b) Aço de pré-esforço (3.3)**

As armaduras de pré-esforço deverão satisfazer o disposto nas Especificações LNEC aplicáveis que, à data de publicação da presente Norma, são as seguintes:

E 452 – Fios de aço para pré-esforço. Características e ensaios.

E 453 – Cordões de aço para pré-esforço. Características e ensaios.

E 459 – Varões de aço para pré-esforço. Características e ensaios.

Em Portugal, a utilização de armaduras do tipo das contempladas nestas Especificações está condicionada à certificação das armaduras por organismo acreditado pela entidade competente no domínio da acreditação, nos termos da legislação aplicável. A utilização de armaduras de outro tipo está dependente da prévia homologação pelo LNEC.

#### **c) Dispositivos de pré-esforço (3.4)**

Os sistemas de pré-esforço de estruturas de betão por pós-tensão devem ser objecto de uma Aprovação Técnica Europeia (ETA) concedida por um organismo membro da Organização Europeia de Aprovação Técnica (EOTA), segundo os critérios estabelecidos no Guia de Aprovação Técnica Europeia ETAG 013 – *Guideline for European Technical Approval of Post-tensining Kits for Prestressing of Structures*.

A aplicação dos sistemas de pré-esforço deve ser realizada por empresas devidamente qualificadas.

#### **d) Recobrimento mínimo e nominal (4.4.1.2)**

Resumem-se no Quadro NA.II os valores de recobrimento das armaduras a adoptar em Portugal, para períodos de vida das estruturas de 50 anos e de 100 anos.



Os valores a adoptar no cálculo e a especificar nos desenhos deverão ser os correspondentes aos recobrimentos nominais, devendo seguir-se as disposições construtivas estabelecidas na Especificação LNEC E 469 – “Espaçadores para armaduras de betão armado”.

Quadro NA.II – Recobrimentos mínimos e nominais para períodos de vida de 50 anos e de 100 anos

		X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
Tempo de vida útil de projecto de 50 anos (Classe Estrutural S4)	Recobrimento mínimo (mm)	10	15	25	30	35	40	45
	Recobrimento nominal (mm)	20	25	35	40	45	50	55
Tempo de vida útil de projecto de 100 anos (Classe Estrutural S6)	Recobrimento mínimo (mm)	20	25	35	40	45	50	55
	Recobrimento nominal (mm)	30	35	45	50	55	60	65

A durabilidade das estruturas de betão armado não depende apenas do recobrimento de armaduras. Em paralelo com requisitos de recobrimento das armaduras, a Especificação LNEC E 464 – “Betões. Metodologia prescritiva para uma vida útil de projecto de 50 e de 100 anos face às acções ambientais” estabelece os requisitos a considerar na composição dos betões e seu desempenho. Esta Especificação e a E 465 – “Betões. Metodologia para estimar as propriedades do desempenho do betão que permitem satisfazer a vida útil de projecto de estruturas de betão armado ou pré-esforçado sob as exposições ambientais XC e XS” estabelecem também as bases para a adopção de características de desempenho do betão a considerar nos modelos de previsão da deterioração. Deve ainda ser definido no projecto o nível de prevenção aplicável à obra, de acordo com o estabelecido na Especificação LNEC E 461 – “Betões. Metodologias para prevenir reacções expansivas internas”, no caso do produtor de betão vir a utilizar agregados potencialmente reactivos.

#### **e) Efeito do pré-esforço na resistência ao punçoamento (6.4.3(9) e 9.4.3(2))**

Apenas podem ser consideradas, para efeito de redução da força de punçoamento, as componentes verticais do pré-esforço nos cabos que passem a uma distância inferior a  $0,5d$  da face do pilar, em que  $d$  é a altura útil da laje conforme ilustrado na Figura 6.12.

#### **f) Comprimento de amarração de cálculo (8.4.4)**

O parâmetro  $\alpha_4$  é igual a 1,0, caso não existam armaduras transversais soldadas ao longo do comprimento de amarração.

#### **g) Análise de lajes fungiformes e de paredes de contraventamento (Anexo I)**

Para evitar o colapso progressivo, e em complemento ao indicado em 9.4.1(3), a armadura que na face inferior da laje deve atravessar a secção do pilar pode ser calculada pela expressão  $A_s f_{yd} + A_p f_{pd} \geq V_{sd}$  em que  $A_s$  representa a área das armaduras na face inferior da laje que atravessam a secção do pilar,  $A_p$  a área dos cabos de pré-esforço que atravessam a secção do pilar e  $V_{sd}$  a força transmitida ao pilar.

No mínimo, essa armadura deverá ser 2 varões  $\phi 12$  mm em cada direcção.

No cálculo do valor de  $V_{sd}$  pode considerar-se o efeito do pré-esforço.

**h) Disposições construtivas relativas a casos particulares – Armadura de pele (Anexo J)**

Só se deve considerar a utilização de armaduras de pele quando o recobrimento for superior a 70 mm (ou seja, se se adoptarem varões de diâmetro superior a 32 mm mas com um recobrimento inferior a 70 mm, não são requeridas armaduras de pele) conforme expresso em J.1(3).

Se as condições de exposição assim o justificarem e o recobrimento dessas armaduras for inferior ao dos requisitos de durabilidade da presente Norma, esta armadura de pele deve ter uma protecção especial ou ser de aço inoxidável. A área mínima da armadura de pele é a indicada em J.1(2).

**NA.5 – Correspondência entre as normas europeias referidas na presente Norma e as normas nacionais**

<b>Norma europeia</b>	<b>Norma nacional</b>	<b>Título</b>
EN 197-1:2000/ /A1:2004/A3:2007	NP EN 197-1:2001/ /A1:2005/A3:2008	<i>Cimento – Parte 1: Composição, especificações e critérios de conformidade para cimentos correntes</i>
EN 206-1:2000/ /A1:2004/A2:2005	NP EN 206-1:2007	<i>Betão – Parte 1: Especificação, desempenho, produção e conformidade</i>
EN 1990:2002	NP EN 1990:2009	<i>Eurocódigo – Bases para o projecto de estruturas</i>
EN 1991-1-1:2002	NP EN 1991-1-1:2009	<i>Eurocódigo 1 – Acções em estruturas – Parte 1-1: Acções gerais – Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios</i>
EN 1991-1-3:2003	NP EN 1991-1-3:2009	<i>Eurocódigo 1 – Acções em estruturas – Parte 1-3: Acções gerais – Acções da neve</i>
EN 1991-1-5:2003	NP EN 1991-1-5:2009	<i>Eurocódigo 1 – Acções em estruturas – Parte 1-5: Acções gerais – Acções térmicas</i>
EN 1997-1:2004	NP EN 1997-1:2010	<i>Eurocódigo 7 – Projecto geotécnico – Parte 1: Regras gerais</i>
EN 1998-1:2004	NP EN 1998-1:2010	<i>Eurocódigo 8 – Projecto de estruturas para resistência aos sismos – Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios</i>
EN 1998-5:2004	NP EN 1998-5:2010	<i>Eurocódigo 8 – Projecto de estruturas para resistência aos sismos – Parte 5: Fundações, estruturas de suporte e aspectos geotécnicos</i>
EN 12390-1:2000	NP EN 12390-1:2003	<i>Ensaio do betão endurecido – Parte 1: Forma, dimensões e outros requisitos para o ensaio de provetes e para os moldes</i>
EN 12390-2:2000	NP EN 12390-2:2003	<i>Ensaio do betão endurecido – Parte 2: Execução e cura dos provetes para ensaios de resistência mecânica</i>

<b>Norma europeia</b>	<b>Norma nacional</b>	<b>Título</b>
EN 12390-3:2000	NP EN 12390-3:2003	<i>Ensaaios do betão endurecido – Parte 3: Resistência à compressão dos provetes de ensaio</i>
EN 12390-4:2000	NP EN 12390-4:2003	<i>Ensaaios do betão endurecido – Parte 4: Resistência à compressão – Características das máquinas de ensaio</i>
EN 12390-5:2000	NP EN 12390-5:2003	<i>Ensaaios do betão endurecido – Parte 5: Resistência à flexão dos provetes de ensaio</i>
EN 12390-6:2000	NP EN 12390-6:2003	<i>Ensaaios do betão endurecido – Parte 6: Resistência à tracção por compressão de provetes</i>
EN 12390-7:2000	NP EN 12390-7:2003	<i>Ensaaios do betão endurecido – Parte 7: Massa volúmica do betão endurecido</i>
EN 12390-8:2000	NP EN 12390-8:2003	<i>Ensaaios do betão endurecido – Parte 8: Profundidade de penetração da água sob pressão</i>
EN 13791:2007	NP EN 13791:2008	<i>Avaliação da resistência à compressão do betão nas estruturas e em produtos prefabricados</i>
ENV 13670-1:2000 <sup>*)</sup>	NP ENV 13670-1:2007 <sup>**)</sup>	<i>Execução de estruturas em betão – Parte 1: Regras gerais</i>

<sup>\*)</sup> À data da edição desta Norma já foi publicada a EN 13670:2009.

<sup>\*\*)</sup> Em elaboração a NP EN 13670.