

Junio 2010

TÍTULO

Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón

Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificación

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

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

CORRESPONDENCIA

Esta norma es la versión oficial, en español, de las Normas Europeas EN 1992-1-1:2004 y EN 1992-1-1:2004/AC:2008.

OBSERVACIONES

Esta norma anula y sustituye a las Normas UNE-ENV 1992-1-1:1993, UNE-ENV 1992-1-3:1995, UNE-ENV 1992-1-4:1996, UNE-ENV 1992-1-5:1996 y UNE-ENV 1992-1-6:1996.

ANTECEDENTES

Esta norma ha sido elaborada por el comité técnico AEN/CTN 140 *Eurocódigos estructurales* cuya Secretaría desempeña SEOPAN.

Editada e impresa por AENOR
Depósito legal: M 26954:2010

© AENOR 2010
Reproducción prohibida

LAS OBSERVACIONES A ESTE DOCUMENTO HAN DE DIRIGIRSE A:

AENOR

Asociación Española de
Normalización y Certificación

Génova, 6
28004 MADRID-España

info@aenor.es
www.aenor.es

Tel.: 902 102 201
Fax: 913 104 032

242 Páginas

Grupo 141

AENOR

NORMA EUROPEA
EUROPEAN STANDARD
NORME EUROPÉENNE
EUROPÄISCHE NORM

EN 1992-1-1

Diciembre 2004

+AC

Enero 2008

ICS 91.010.30; 91.080.40

Sustituye a 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, ENV 1992-3:1998

Versión en español

Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificación

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

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

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

Esta norma europea ha sido aprobada por CEN el 2004-04-16.

Los miembros de CEN están sometidos al Reglamento Interior de CEN/CENELEC que define las condiciones dentro de las cuales debe adoptarse, sin modificación, la norma europea como norma nacional. Las correspondientes listas actualizadas y las referencias bibliográficas relativas a estas normas nacionales pueden obtenerse en el Centro de Gestión de CEN, o a través de sus miembros.

Esta norma europea existe en tres versiones oficiales (alemán, francés e inglés). Una versión en otra lengua realizada bajo la responsabilidad de un miembro de CEN en su idioma nacional, y notificada al Centro de Gestión, tiene el mismo rango que aquéllas.

Los miembros de CEN son los organismos nacionales de normalización de los países siguientes: Alemania, Austria, Bélgica, Bulgaria, Chipre, Dinamarca, Eslovaquia, Eslovenia, España, Estonia, Finlandia, Francia, Grecia, Hungría, Irlanda, Islandia, Italia, Letonia, Lituania, Luxemburgo, Malta, Noruega, Países Bajos, Polonia, Portugal, Reino Unido, República Checa, Rumanía, Suecia y Suiza.

CEN
COMITÉ EUROPEO DE NORMALIZACIÓN
European Committee for Standardization
Comité Européen de Normalisation
Europäisches Komitee für Normung
CENTRO DE GESTIÓN: Avenue Marnix, 17-1000 Bruxelles

© 2004 CEN. Derechos de reproducción reservados a los Miembros de CEN.

ÍNDICE

	Página
PRÓLOGO	13
CAPÍTULO 1 GENERALIDADES.....	17
1.1 Objeto y campo de aplicación.....	17
1.1.1 Objeto y campo de aplicación del Eurocódigo 2	17
1.1.2 Objeto y campo de aplicación de la parte 1-1 del Eurocódigo 2.....	17
1.2 Normas para consulta	18
1.2.1 Normas para consulta generales	18
1.2.2 Otras normas de referencia	18
1.3 Consideraciones	19
1.4 Distinción entre Principios y Reglas de aplicación	19
1.5 Definiciones	19
1.5.1 Generalidades	19
1.5.2 Términos y definiciones adicionales utilizados en esta norma	19
1.5.2.1 Estructuras prefabricadas	19
1.5.2.2 Elementos de hormigón en masa o ligeramente armados.....	19
1.5.2.3 Armadura activa no adherente y externa.....	19
1.5.2.4 Pretensado.....	20
1.6 Símbolos	20
CAPÍTULO 2 BASES DE PROYECTO.....	25
2.1 Requisitos	25
2.1.1 Requisitos fundamentales	25
2.1.2 Gestión de la fiabilidad	25
2.1.3 Durabilidad, calidad y vida útil.....	25
2.2 Principios del cálculo del estado límite	25
2.3 Variables básicas	25
2.3.1 Acciones e influencias ambientales	25
2.3.1.1 Generalidades	25
2.3.1.2 Efectos térmicos.....	26
2.3.1.3 Asientos/movimientos diferenciales	26
2.3.1.4 Pretensado.....	27
2.3.2 Propiedades de materiales y productos	27
2.3.2.1 Generalidades	27
2.3.2.2 Retracción y fluencia.....	27
2.3.3 Deformaciones del hormigón.....	27
2.3.4 Datos geométricos.....	28
2.3.4.1 Generalidades	28
2.3.4.2 Requisitos adicionales para hormigonado de pilotes « <i>in situ</i> »	28
2.4 Comprobación mediante el método de los coeficientes parciales de seguridad	28
2.4.1 Generalidades	28
2.4.2 Valores de cálculo.....	28
2.4.2.1 Coeficiente parcial de seguridad de retracción.....	28
2.4.2.2 Coeficientes parciales de seguridad para pretensado.....	28
2.4.2.3 Coeficiente parcial de seguridad para cargas de fatiga.....	29

2.4.2.4	Coeficientes parciales de seguridad para los materiales	29
2.4.2.5	Coeficientes parciales de seguridad para los materiales para cimentaciones	29
2.4.3	Combinaciones de acciones.....	29
2.4.4	Comprobación del equilibrio estático – EQU	30
2.5	Proyecto asistido por ensayos.....	30
2.6	Requisitos adicionales para cimentaciones.....	30
2.7	Requisitos para anclajes	30
CAPÍTULO 3 MATERIALES.....		31
3.1	Hormigón	31
3.1.1	Generalidades	31
3.1.2	Resistencia.....	31
3.1.3	Deformación elástica	33
3.1.4	Fluencia y retracción.....	35
3.1.5	Relación tensión-deformación para cálculo estructural no lineal	39
3.1.6	Resistencia de cálculo a compresión y a tracción	39
3.1.7	Relación entre tensión-deformación para el cálculo de secciones transversales	40
3.1.8	Resistencia a flexotracción.....	42
3.1.9	Hormigón confinado	42
3.2	Armaduras pasivas.....	43
3.2.1	Generalidades	43
3.2.2	Propiedades.....	43
3.2.3	Resistencia.....	44
3.2.4	Propiedades de la ductilidad	44
3.2.5	Soldadura	45
3.2.6	Fatiga.....	46
3.2.7	Hipótesis de cálculo	47
3.3	Armaduras activas	47
3.3.1	Generalidades	47
3.3.2	Propiedades.....	48
3.3.3	Resistencia.....	50
3.3.4	Propiedades de la ductilidad	50
3.3.5	Fatiga.....	51
3.3.6	Hipótesis de cálculo	51
3.3.7	Armaduras activas en vainas.....	52
3.4	Dispositivos de pretensado.....	52
3.4.1	Anclajes y conectadores	52
3.4.1.1	Generalidades	52
3.4.1.2	Propiedades mecánicas	52
3.4.2	Armaduras activas externas no adherentes	53
3.4.2.1	Generalidades	53
3.4.2.2	Anclajes	53
CAPÍTULO 4 DURABILIDAD Y RECUBRIMIENTO DE LA ARMADURA		54
4.1	Generalidades	54
4.2	Condiciones ambientales.....	54
4.3	Requisitos para durabilidad	56
4.4	Métodos de comprobación	56
4.4.1	Recubrimiento de hormigón.....	56

4.4.1.1	Generalidades	56
4.4.1.2	Recubrimiento mínimo, c_{\min}	56
4.4.1.3	Margen en el cálculo para tener en cuenta las desviaciones	59
CAPÍTULO 5 CÁLCULO ESTRUCTURAL		61
5.1	Generalidades	61
5.1.1	Requisitos generales	61
5.1.2	Requisitos especiales para cimentaciones.....	61
5.1.3	Casos de carga y combinaciones	62
5.1.4	Efectos de segundo orden.....	62
5.2	Imperfecciones geométricas.....	62
5.3	Idealización de la estructura	65
5.3.1	Modelos estructurales para cálculo de conjunto.....	65
5.3.2	Datos geométricos.....	65
5.3.2.1	Anchura eficaz de las alas (todos los estados límite)	65
5.3.2.2	Luz eficaz de vigas y losas en edificación	66
5.4	Cálculo lineal elástico	68
5.5	Cálculo elástico lineal con redistribución limitada	68
5.6	Cálculo plástico.....	69
5.6.1	Generalidades	69
5.6.2	Cálculo plástico para vigas, estructuras y losas	69
5.6.3	Capacidad de giro.....	70
5.6.4	Cálculo mediante modelos de bielas y tirantes.....	71
5.7	Cálculo no lineal	72
5.8	Cálculo de efectos de segundo orden con carga axil.....	72
5.8.1	Definiciones	72
5.8.2	Generalidades	73
5.8.3	Criterios simplificados para efectos de segundo orden	73
5.8.3.1	Criterio de esbeltez para elementos aislados.....	73
5.8.3.2	Esbeltez y longitud eficaz de elementos aislados.....	74
5.8.3.3	Efectos de segundo orden globales en edificación.....	75
5.8.4	Fluencia	76
5.8.5	Métodos de cálculo	77
5.8.6	Método general.....	77
5.8.7	Método basado en rigidez nominal	78
5.8.7.1	Generalidades	78
5.8.7.2	Rigidez nominal	78
5.8.7.3	Coeficiente de amplificación del momento	80
5.8.8	Método basado en curvatura nominal.....	80
5.8.8.1	Generalidades	80
5.8.8.2	Momentos flectores	81
5.8.8.3	Curvatura.....	81
5.8.9	Flexión biaxial.....	83
5.9	Inestabilidad lateral de vigas esbeltas.....	84
5.10	Elementos y estructuras pretensados.....	85
5.10.1	Generalidades	85
5.10.2	Fuerza de pretensado durante el tesado	85
5.10.2.1	Fuerza de tesado máxima	85
5.10.2.2	Limitación de la tensión del hormigón	86

5.10.2.3	Mediciones	86
5.10.3	Fuerza de pretensado	86
5.10.4	Pérdidas instantáneas del pretensado con armaduras pretesas	87
5.10.5	Pérdidas instantáneas del pretensado con armaduras postesas	87
5.10.5.1	Pérdidas debidas a la deformación instantánea del hormigón	87
5.10.5.2	Pérdidas debidas al rozamiento	88
5.10.5.3	Pérdidas en anclajes	89
5.10.6	Pérdidas diferidas de pretensado para armaduras pretesas y postesas.....	89
5.10.7	Consideración del pretensado en los cálculos	90
5.10.8	Efectos del pretensado en estado límite último	90
5.10.9	Efectos del pretensado en estado límite de servicio y en estado límite de fatiga	90
5.11	Cálculo de algunos elementos estructurales particulares	91
CAPÍTULO 6 ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS (ELU)		92
6.1	Flexión simple o compuesta	92
6.2	Cortante	93
6.2.1	Procedimiento general de comprobación	93
6.2.2	Elementos que no requieren de un cálculo de armadura de cortante.....	94
6.2.3	Elementos que requieren cálculo de armadura de cortante	97
6.2.4	Cortante entre alma y alas.....	100
6.2.5	Rasante en la junta entre hormigones de diferentes edades	102
6.3	Torsión	104
6.3.1	Generalidades	104
6.3.2	Procedimiento del cálculo	105
6.3.3	Alabeo producido por la torsión	107
6.4	Punzonamiento	107
6.4.1	Generalidades	107
6.4.2	Distribución de carga y perímetro crítico	108
6.4.3	Cálculo del punzonamiento	112
6.4.4	Resistencia al punzonamiento de losas y bases de pilares sin armadura de punzonamiento	116
6.4.5	Resistencia al punzonamiento de losas y bases de pilares con armadura de punzonamiento	118
6.5	Cálculo con modelos de bielas y tirantes	119
6.5.1	Generalidades	119
6.5.2	Bielas.....	119
6.5.3	Tirantes	120
6.5.4	Nudos.....	121
6.6	Anclajes y solapes.....	124
6.7	Áreas parcialmente cargadas	124
6.8	Fatiga.....	125
6.8.1	Condiciones de comprobación.....	125
6.8.2	Fuerzas y tensiones internas para comprobación de fatiga	125
6.8.3	Combinación de acciones.....	126
6.8.4	Procedimiento de comprobación para armaduras activas y pasivas	127
6.8.5	Comprobación usando el rango tensional de daño equivalente	129
6.8.6	Otras comprobaciones	129
6.8.7	Comprobación del hormigón a esfuerzo de compresión o esfuerzo cortante.....	130

CAPÍTULO 7	ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO (ELS)	132
7.1	Generalidades	132
7.2	Limitación de tensiones	132
7.3	Control de fisuras	132
7.3.1	Consideraciones generales	132
7.3.2	Áreas mínimas de armadura	134
7.3.3	Control de la fisuración sin cálculo directo	136
7.3.4	Cálculo de las aberturas de fisura	138
7.4	Control de flechas	141
7.4.1	Consideraciones generales	141
7.4.2	Casos en los que se pueden omitir los cálculos	141
7.4.3	Comprobación de flechas mediante cálculo	143
CAPÍTULO 8	DETALLES CONSTRUCTIVOS DE LA ARMADURA PASIVA Y ACTIVA.	
	GENERALIDADES	145
8.1	Generalidades	145
8.2	Separación entre barras	145
8.3	Diámetros admisibles de los mandriles para el doblado de barras	145
8.4	Anclaje de la armadura longitudinal	146
8.4.1	Generalidades	146
8.4.2	Tensión última de adherencia	147
8.4.3	Longitud básica de anclaje	148
8.4.4	Longitud neta de anclaje	149
8.5	Anclaje de cercos y armaduras de cortante	151
8.6	Anclaje mediante barras soldadas	151
8.7	Solapes y conectadores mecánicos	152
8.7.1	Generalidades	152
8.7.2	Solapes	152
8.7.3	Longitud de solape	153
8.7.4	Armadura transversal en la zona de solape	154
8.7.4.1	Armadura transversal para barras en tracción	154
8.7.4.2	Armadura transversal para barras en compresión permanente	155
8.7.5	Solapes para mallas electrosoldadas fabricadas con alambres corrugados	155
8.7.5.1	Solapes de la armadura principal	155
8.7.5.2	Solapes de armadura secundaria o de reparto	156
8.8	Reglas adicionales para barras de gran diámetro	156
8.9	Grupos de barras	158
8.9.1	Generalidades	158
8.9.2	Anclaje de grupos de barras	158
8.9.3	Empalmes por solape de grupos de barras	159
8.10	Armadura activa	159
8.10.1	Disposición de armadura activa y las vainas	159
8.10.1.1	Generalidades	159
8.10.1.2	Armaduras pretesas	159
8.10.1.3	Vainas para postesado	160
8.10.2	Anclaje de las armaduras pretesas	161
8.10.2.1	Generalidades	161
8.10.2.2	Transferencia del pretensado	161
8.10.2.3	Anclaje de la armadura activa en el estado límite último	162

8.10.3	Zonas de anclaje de elementos postesos.....	163
8.10.4	Anclajes y conectadores para la armadura activa.....	164
8.10.5	Desviadores	164

CAPÍTULO 9 DETALLES CONSTRUCTIVOS DE ELEMENTOS Y REGLAS

	PARTICULARES.....	166
9.1	Generalidades	166
9.2	Vigas	166
9.2.1	Armadura longitudinal	166
9.2.1.1	Áreas mínimas y máximas de armadura	166
9.2.1.2	Otros detalles constructivos.....	166
9.2.1.3	Decalaje de la armadura longitudinal de tracción.....	167
9.2.1.4	Anclaje de la armadura inferior en apoyos extremos	168
9.2.1.5	Anclaje de la armadura inferior en apoyos intermedios.....	169
9.2.2	Armadura de cortante.....	169
9.2.3	Armadura de torsión.....	171
9.2.4	Armadura de piel	171
9.2.5	Apoyos indirectos	172
9.3	Losas macizas.....	172
9.3.1	Armadura de flexión	172
9.3.1.1	Generalidades	172
9.3.1.2	Armadura en losas cerca de apoyos.....	173
9.3.1.3	Armadura de esquina.....	173
9.3.1.4	Armadura en los bordes libres	173
9.3.2	Armadura de cortante.....	173
9.4	Losas planas	174
9.4.1	Losa en pilares interiores.....	174
9.4.2	Losa en pilares de borde y de esquina	174
9.4.3	Armadura de punzonamiento	175
9.5	Pilares.....	176
9.5.1	Generalidades	176
9.5.2	Armadura longitudinal	176
9.5.3	Armadura transversal.....	176
9.6	Muros	177
9.6.1	Generalidades	177
9.6.2	Armadura vertical.....	177
9.6.3	Armadura horizontal	177
9.6.4	Armadura transversal.....	178
9.7	Vigas de gran canto	178
9.8	Cimentaciones.....	178
9.8.1	Encepados	178
9.8.2	Zapatas para pilares y muros.....	179
9.8.2.1	Generalidades	179
9.8.2.2	Anclaje de barras	179
9.8.3	Vigas de atado.....	180
9.8.4	Zapatas de pilares sobre roca.....	181
9.8.5	Pilotes perforados.....	181
9.9	Regiones con discontinuidad en la geometría o en las acciones.....	182
9.10	Sistemas de atado	182

9.10.1	Generalidades	182
9.10.2	Dimensionamiento de los sistemas de atado.....	183
9.10.2.1	Generalidades	183
9.10.2.2	Atados perimetrales	183
9.10.2.3	Sistemas de atado interiores	183
9.10.2.4	Sistemas de atado horizontales de pilares y/o muros	184
9.10.2.5	Sistemas de atado verticales	184
9.10.3	Continuidad y anclaje de los sistemas de atado	185

CAPÍTULO 10 REGLAS ADICIONALES PARA ELEMENTOS Y ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN PREFABRICADO

10.1	Generalidades	186
10.1.1	Términos y definiciones específicos utilizados en este capítulo	186
10.2	Bases de proyecto, requisitos fundamentales	186
10.3	Materiales.....	187
10.3.1	Hormigón	187
10.3.1.1	Resistencia.....	187
10.3.1.2	Fluencia y retracción.....	187
10.3.2	Acero de la armadura activa	187
10.3.2.1	Propiedades tecnológicas del acero de la armadura activa.....	187
10.5	Cálculo estructural.....	188
10.5.1	Generalidades	188
10.5.2	Pérdidas del pretensado	188
10.9	Reglas particulares para cálculo y detalles constructivos.....	189
10.9.1	Coacción de los momentos en losas	189
10.9.2	Uniones entre forjados y muros	189
10.9.3	Sistemas de forjados.....	190
10.9.4	Conexiones y apoyos para elementos prefabricados	191
10.9.4.1	Materiales.....	191
10.9.4.2	Reglas generales para el proyecto y detalles constructivos de uniones.....	192
10.9.4.3	Conexiones que transmiten fuerzas de compresión.....	192
10.9.4.4	Conexiones que transmiten los esfuerzos de cortante	193
10.9.4.5	Conexiones que transmiten momentos flectores o fuerzas de tracción.....	193
10.9.4.6	Juntas a media madera	193
10.9.4.7	Anclaje de armadura en apoyos.....	194
10.9.5	Apoyos	195
10.9.5.1	Generalidades	195
10.9.5.2	Apoyos para elementos conectados (no aislados).....	195
10.9.5.3	Apoyos para elementos aislados	197
10.9.6	Cimentaciones en cáliz	197
10.9.6.1	Generalidades	197
10.9.6.2	Cálices con llaves en su superficie.....	197
10.9.6.3	Cálices con superficies lisas	197
10.9.7	Sistemas de atado	198

CAPÍTULO 11 ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN CON ÁRIDO LIGERO

11.1	Generalidades	199
11.1.1	Objeto y campo de aplicación.....	199
11.1.2	Símbolos especiales.....	199

11.2	Bases de proyecto	199
11.3	Materiales.....	200
11.3.1	Hormigón	200
11.3.2	Deformación elástica	200
11.3.3	Fluencia y retracción.....	202
11.3.4	Relación tensión - deformación para cálculo estructural.....	202
11.3.5	Valores de cálculo de las resistencias a compresión y a tracción	202
11.3.6	Relación tensión - deformación unitarias para el cálculo de las secciones	202
11.3.7	Hormigón confinado	203
11.4	Durabilidad y recubrimiento de la armadura.....	203
11.4.1	Condiciones ambientales.....	203
11.4.2	Recubrimiento de hormigón y propiedades de hormigón.....	203
11.5	Cálculo estructural.....	203
11.5.1	Capacidad de giro.....	203
11.6	Estados limite últimos (ELU)	203
11.6.1	Elementos que no requieren armadura de cortante de cálculo	203
11.6.2	Elementos que requieren armadura de cortante de cálculo	204
11.6.3	Torsión	204
11.6.3.1	Procedimiento de cálculo	204
11.6.4	Punzonamiento	204
11.6.4.1	Resistencia al punzonamiento de placas y zapatas de pilares sin armadura de cortante.....	204
11.6.4.2	Resistencia al punzonamiento de losas o cimentaciones de pilares con armadura de cortante.....	205
11.6.5	Áreas parcialmente cargadas	205
11.6.6	Fatiga	205
11.7	Estados límites de servicio	205
11.8	Detalles constructivos de la armadura. Generalidades	205
11.8.1	Diámetros admisibles de mandriles para barras dobladas.....	205
11.8.2	Tensión última de adherencia	206
11.9	Detalles constructivos de los elementos y reglas particulares.....	206
11.10	Reglas adicionales para elementos y estructuras de hormigón prefabricado	206
11.12	Estructuras de hormigón en masa o ligeramente armado	206
CAPÍTULO 12 ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN EN MASA O LIGERAMENTE ARMADO		207
12.1	Generalidades	207
12.3	Materiales.....	207
12.3.1	Hormigón: hipótesis adicionales de proyecto.....	207
12.5	Cálculo estructural: estados limite últimos	207
12.6	Estados limite últimos (ELU)	208
12.6.1	Resistencia de cálculo a flexión y a esfuerzo axil.....	208
12.6.2	Agotamiento local.....	209
12.6.3	Esfuerzo cortante.....	209
12.6.4	Torsión	209
12.6.5	Estados límites últimos inducidos por deformación estructural (pandeo)	210
12.6.5.1	Esbeltz de pilares y muros	210
12.7	Estados límite de servicio (ELS).....	212
12.9	Detalles constructivos de los elementos y reglas particulares.....	213

12.9.1	Elementos estructurales	213
12.9.2	Juntas de construcción	213
12.9.3	Zapatas corridas y aisladas	213
ANEXO A (Informativo)	MODIFICACIÓN DE LOS COEFICIENTES PARCIALES DE SEGURIDAD DE LOS MATERIALES	215
ANEXO B (Informativo)	DEFORMACIÓN UNITARIA POR FLUENCIA Y RETRACCIÓN.....	218
ANEXO C (Normativo)	PROPIEDADES DEL ACERO PARA ARMAR APTO PARA SU USO CON ESTE EUROCÓDIGO.....	221
ANEXO D (Informativo)	MÉTODO DE CÁLCULO DETALLADO PARA LAS PÉRDIDAS POR RELAJACIÓN DEL ACERO PRETENSADO.....	224
ANEXO E (Informativo)	CLASES DE RESISTENCIA INDICATIVAS PARA DURABILIDAD	226
ANEXO F (Informativo)	ECUACIONES DE LA ARMADURA DE TRACCIÓN EN CONDICIONES DE TENSIÓN PLANA	227
ANEXO G (Informativo)	INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA.....	229
ANEXO H (Informativo)	EFFECTOS GLOBALES DE SEGUNDO ORDEN EN ESTRUCTURAS.....	231
ANEXO I (Informativo)	CÁLCULO DE LOSAS PLANAS Y MUROS DE CORTANTE	235
ANEXO J (Informativo)	REGLAS DE DETALLES CONSTRUCTIVOS PARA SITUACIONES PARTICULARES	238

PRÓLOGO

Esta Norma EN 1992* *Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón: Reglas generales y reglas para edificación*, ha sido elaborada por el Comité Técnico CEN/TC 250 *Eurocódigos estructurales*, cuya Secretaría desempeña BSI. El Comité Técnico CEN/TC 250 es responsable de todos los Eurocódigos Estructurales.

Esta norma europea debe recibir el rango de norma nacional mediante la publicación de un texto idéntico a ella o mediante ratificación antes de finales de junio de 2005, y todas las normas nacionales técnicamente divergentes deben anularse antes de finales de marzo de 2010.

Este eurocódigo anula y sustituye a las Normas Experimentales ENV 1992-1-1, ENV 1992-1-3, ENV 1992-1-4, ENV 1992-1-5, ENV 1992-1-6 y ENV 1992-3.

De acuerdo con el Reglamento Interior de CEN/CENELEC, están obligados a adoptar esta norma europea los organismos de normalización de los siguientes países: Alemania, Austria, Bélgica, Chipre, Dinamarca, Eslovaquia, Eslovenia, España, Estonia, Finlandia, Francia, Grecia, Hungría, Irlanda, Islandia, Italia, Letonia, Lituania, Luxemburgo, Malta, Noruega, Países Bajos, Polonia, Portugal, Reino Unido, República Checa, Rumanía, Suecia y Suiza.

Prólogo del programa de Eurocódigos

En 1975, la Comisión de la Comunidad Europea decidió llevar a cabo un programa de actuación en el campo de la construcción, basado en el artículo 95 del Tratado. El objetivo de este programa era la eliminación de las barreras técnicas al comercio y la armonización de las especificaciones técnicas.

Dentro de este programa de actuación, la Comisión tomó la iniciativa de establecer un conjunto de reglas técnicas armonizadas para el proyecto de obras de construcción que, en una primera etapa, sirviera como alternativa a las reglas nacionales en vigor en los Estados Miembro y, finalmente, las pudiera reemplazar.

Durante quince años, la Comisión, con la ayuda de un Comité Director con representantes de los Estados miembros, condujo el desarrollo del programa de los Eurocódigos, lo que llevó en los años 80 a la primera generación de códigos europeos.

En 1989, la Comisión y los Estados miembros de la UE y de la AELC decidieron, sobre la base de un acuerdo¹⁾ entre la Comisión y el CEN, transferir al CEN la preparación y publicación de los Eurocódigos mediante una serie de Mandatos, con el fin de dotarlos de un futuro estatus de Norma Europea (EN). Esto vincula *de facto* los Eurocódigos y las disposiciones de todas las Directivas del Consejo y/o las Decisiones de la Comisión que hacen referencia a las normas europeas (por ejemplo, la Directiva del Consejo de 89/106/CEE sobre productos de construcción –DPC– y la Directivas del Consejo 93/37/CEE, 92/50//CEE y 89/440/CEE sobre obras públicas y servicios y las Directivas AELC equivalentes iniciadas para conseguir la implantación del mercado interior).

El programa Eurocódigos Estructurales comprende las siguientes normas, compuestas generalmente de diversas Partes:

EN 1990 Eurocódigo 0: Bases de cálculo de estructuras

EN 1991 Eurocódigo 1: Acciones en estructuras

* NOTA NACIONAL Este documento incluye el Erratum Europeo EN 1992-1-1:2004/AC:2008.

1) Acuerdo entre la Comisión de las Comunidades Europeas y el Comité Europeo de Normalización (CEN) referente al trabajo sobre los EUROCÓDIGOS para el proyecto de edificios y de obras de ingeniería civil. (BC/CEN/03/89).

EN 1992	Eurocódigo 2:	Proyecto de estructuras de hormigón
EN 1993	Eurocódigo 3:	Proyecto de estructuras de acero
EN 1994	Eurocódigo 4:	Proyecto de estructuras mixtas
EN 1995	Eurocódigo 5:	Proyecto de estructuras de madera
EN 1996	Eurocódigo 6:	Proyecto de estructuras de fábrica
EN 1997	Eurocódigo 7:	Proyecto geotécnico
EN 1998	Eurocódigo 8:	Proyecto de estructuras sismorresistentes
EN 1999	Eurocódigo 9:	Proyecto de estructuras de aluminio

Los Eurocódigos reconocen la responsabilidad de las autoridades reglamentadoras de cada Estado miembro y han salvaguardado su derecho a determinar, en el ámbito nacional, los valores relacionados con temas reglamentarios de seguridad cuando éstos sigan siendo distintos de un Estado a otro.

Estatus y campo de aplicación de los Eurocódigos

Los Estados miembros de la UE y AELC reconocen que los Eurocódigos sirven como documentos de referencia para los siguientes fines:

- como medio para demostrar el cumplimiento de las obras de edificación y de ingeniería civil con los Requisitos Esenciales de la Directiva del Consejo 89/106/CEE, en particular con el Requisito Esencial nº 1 - Resistencia mecánica y estabilidad - y con el Requisito Esencial nº 2 - Seguridad en caso de incendio;
- como base para especificar los contratos de las obras de construcción y de los servicios de ingeniería correspondientes;
- como marco para redactar las especificaciones técnicas armonizadas de productos de construcción (normas europeas, ENs y documentos de idoneidad técnica europeos, DITEs).

Los Eurocódigos, en la medida en que están relacionados con las obras de construcción, tienen una relación directa con los Documentos Interpretativos²⁾ a los que hace referencia el Artículo 12 de la DPC, aunque son de distinta naturaleza que las normas armonizadas de producto³⁾. Por ello, los Comités Técnicos de CEN y/o los Grupos de Trabajo de la EOTA que trabajen sobre normas de producto deben considerar adecuadamente los aspectos técnicos que surjan del trabajo de los Eurocódigos, con vistas a obtener la compatibilidad total entre estas especificaciones técnicas y los Eurocódigos.

Los Eurocódigos proporcionan reglas comunes de cálculo estructural de uso cotidiano en el proyecto de estructuras completas y de productos componentes de naturaleza tanto tradicional como innovadora. Las formas de construcción y condiciones de cálculo poco usuales no quedan cubiertas específicamente y requerirán, en tales casos, el estudio adicional del proyectista.

2) De acuerdo con el artículo 3.3 de la DPC, los documentos interpretativos deben dar forma concreta a los requisitos esenciales (RE) con el fin de establecer los vínculos necesarios entre los requisitos esenciales y los mandatos para la elaboración de normas armonizadas y DITE/Guías de DITE.

3) Según el Artículo 12 de la DPC los documentos interpretativos deben:

- a) dar forma concreta a los requisitos esenciales mediante la armonización de la terminología y de las bases técnicas y la asignación, en su caso, de clases y niveles para cada requisito esencial;;
- b) indicar los métodos para relacionar estas clases y niveles de requisitos con las especificaciones técnicas, por ejemplo, métodos de cálculo y de prueba, reglas técnicas para el cálculo en proyecto, etc.
- c) servir como referencia para el establecimiento de normas armonizadas y de guías para los documentos de idoneidad técnica europeos.

Los Eurocódigos, *de facto*, juegan un papel similar en el ámbito del RE 1 y en parte del RE 2.

Las normas nacionales de aplicación de los Eurocódigos

Las normas nacionales de aplicación de los Eurocódigos comprenderán el texto completo del Eurocódigo (incluyendo los anexos), tal y como se publique por CEN, pudiendo venir precedido de una portada nacional y de un preámbulo nacional y terminado en un anexo nacional.

El anexo nacional sólo puede contener información sobre aquellos parámetros que queden abiertos en los Eurocódigos para la elección de una opción nacional, conocidos como Parámetros de Determinación Nacional, para su empleo en el proyecto de edificios y obras de ingeniería civil a construir en el Estado correspondiente, es decir:

- los valores y/o las clases cuando se ofrezcan alternativas en el Eurocódigo;
- los valores a emplear cuando sólo se dé un símbolo en el Eurocódigo;
- los datos específicos del país (geográficos, climatológicos, etc.), por ejemplo, el mapa de nieve;
- el procedimiento a emplear cuando los Eurocódigos ofrezcan procedimientos alternativos;

Puede contener

- las decisiones sobre la aplicación de los anexos informativos;
- una referencia a la información complementaria no contradictoria que ayude al usuario a aplicar el Eurocódigo.

Vínculos entre los Eurocódigos y especificaciones técnicas armonizadas (ENs y DITEs) de productos

Hay una necesidad de consistencia entre las especificaciones técnicas armonizadas de productos de construcción y las reglas técnicas de las obras⁴⁾. Aún más, toda la información que acompañe al marcado CE de los productos de construcción que se refiera a los Eurocódigos debería mencionar con claridad qué Parámetros de Determinación Nacional se han tenido en cuenta.

Información adicional específica de Norma EN 1992-1-1

La Norma EN 1992-1-1 describe los principios y requisitos para la seguridad, el comportamiento en servicio y la durabilidad de las estructuras de hormigón, junto con disposiciones específicas para edificios. Está basado en el concepto de estado límite utilizado en combinación con el método de coeficientes parciales.

Para el proyecto de nuevas estructuras, la Norma EN 1992-1-1 está prevista para ser utilizada, directamente, junto con otras partes de la Norma EN 1992, así como los Eurocódigos EN 1990, EN 1991, EN 1997 y EN 1998.

La Norma EN 1992-1-1 también sirve como documento de referencia para otros Comités Técnicos del CEN relativos a temas estructurales.

La Norma EN 1992-1-1 está destinada a ser utilizada por:

- comités que elaboran otras normas para cálculo estructural y normas de productos, ensayos, y ejecución relacionadas.
- clientes (por ejemplo para la formulación de sus requisitos específicos en niveles de fiabilidad y durabilidad);
- proyectistas y constructores;
- las autoridades pertinentes.

4) Véanse los apartados 3.3 y 12 de la DPC, así como los artículos 4.2, 4.3.1, 4.3.2 y 5.2.2 del Documento Interpretativo nº 1.

Los valores numéricos de los coeficientes parciales de seguridad y otros parámetros de fiabilidad se recomiendan como valores básicos que tienen un aceptable nivel de fiabilidad. Han sido elegidos suponiendo la hipótesis de aplicación de un nivel apropiado de ejecución y de gestión de la calidad. Es necesario emplear los mismos valores si la Norma EN 1992-1-1 se utiliza como documento base por otros Comités Técnicos del CEN.

Anexo nacional de la Norma EN 1992-1-1

Esta norma proporciona valores con anotaciones que indican dónde pueden realizarse elecciones nacionales. Por tanto, la norma nacional que adopte la Norma EN 1992-1-1 debería tener un anexo nacional que contenga todos los Parámetros Determinación Nacional necesarios para el proyecto de edificios y de obras de ingeniería civil que se vayan a construir en ese país determinado.

Se permite la elección nacional en los siguientes apartados de la Norma EN 1992-1-1:

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)

CAPÍTULO 1 GENERALIDADES

1.1 Objeto y campo de aplicación

1.1.1 Objeto y campo de aplicación del Eurocódigo 2

(1)P El Eurocódigo 2 es aplicable a los proyectos de edificación y obras de ingeniería civil con hormigón en masa, armado y pretensado. Es conforme con los principios y requisitos relativos a la seguridad y al comportamiento en servicio de las estructuras, así como las bases de cálculo y comprobación indicadas en la Norma EN 1990 Eurocódigos. Bases de cálculo de estructuras.

(2)P El Eurocódigo 2 sólo hace referencia a los requisitos de resistencia, comportamiento en servicio, durabilidad y resistencia al fuego de estructuras de hormigón. No se consideran otros requisitos, como por ejemplo los referentes al aislamiento térmico o acústico.

(3)P El Eurocódigo 2 está previsto para su uso conjunto con:

EN 1990: Eurocódigos. Bases de cálculo de estructuras

EN 1991: Eurocódigo 1. Acciones en estructuras

hEN's: Normas Europeas Armonizadas de productos de construcción aplicables a estructuras de hormigón

ENV 13670: Ejecución de estructuras de hormigón

EN 1997: Proyecto geotécnico

EN 1998: Proyecto de estructuras sismorresistentes, cuando las estructuras de hormigón se construyen en regiones sísmicas.

(4)P Eurocódigo 2 se divide en varias partes:

Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificios

Parte 1-2: Reglas generales- Proyecto de estructuras sometidas al fuego

Parte 2: Puentes de hormigón. Cálculo y disposiciones constructivas

Parte 3: Depósitos y estructuras de contención

1.1.2 Objeto y campo de aplicación de la parte 1-1 del Eurocódigo 2

(1)P Esta parte 1-1 del Eurocódigo 2 proporciona una base general para el proyecto de estructuras en hormigón en masa, armado y pretensado realizado con la combinación de áridos normales y ligeros, junto con reglas particulares para edificación.

(2)P En la parte 1-1 se describen los siguientes temas:

Capítulo 1 Generalidades

Capítulo 2 Bases de proyecto

Capítulo 3 Materiales

Capítulo 4 Durabilidad y recubrimiento de la armadura

Capítulo 5 Cálculo estructural

Capítulo 6 Estados límite últimos

Capítulo 7 Estados límite de servicio

Capítulo 8	Detalles constructivos de la armadura pasiva y activa. Generalidades
Capítulo 9	Detalles constructivos de elementos y reglas particulares
Capítulo 10:	Reglas adicionales para elementos y estructuras de hormigón prefabricado
Capítulo 11:	Estructuras de hormigón con árido ligero
Capítulo 12:	Estructuras de hormigón en masa o ligeramente armado

(3)P Los capítulos 1 y 2 proporcionan requisitos adicionales a los indicados en la Norma EN 1990 "Eurocódigos. Bases de cálculo de estructuras"

(4)P Esta parte 1-1 no cubre:

- el uso de armaduras lisas;
- la resistencia al fuego;
- los aspectos particulares de tipos especiales de construcción (tales como edificios altos);
- los aspectos particulares de tipos especiales de obras de ingeniería civil tales como viaductos, puentes, presas, calderas a presión, plataformas en alta mar o depósitos y estructuras de contención);
- los componentes de hormigón sin finos y hormigón aireado, y aquellos hechos con árido pesado o que contienen perfiles metálicos estructurales (véase el Eurocódigo 4 para estructuras mixtas).

1.2 Normas para consulta

(1)P Esta norma europea incorpora disposiciones de otras publicaciones por su referencia, con o sin fecha. Estas referencias normativas se citan en los lugares apropiados del texto de la norma y se relacionan a continuación. Para las referencias con fecha, no son aplicables las revisiones o modificaciones posteriores de ninguna de las publicaciones. Para las referencias sin fecha, se aplica la edición en vigor del documento normativo al que se haga referencia (incluyendo sus modificaciones).

1.2.1 Normas para consulta generales

EN 1990:	Bases de cálculo de estructuras
EN 1991-1-5:	Acciones en estructuras. Acciones térmicas
EN 1991-1-6:	Acciones en estructuras. Acciones durante la ejecución

1.2.2 Otras normas de referencia

EN 1997:	Proyecto geotécnico
EN 197-1:	Cemento. Composición, especificaciones y criterios de conformidad de los cementos comunes.
EN 206-1:	Hormigón. Especificaciones, prestaciones, producción y conformidad
EN 12390:	Ensayos de hormigón endurecido
EN 10080:	Acero para el armado del hormigón
EN 10138:	Aceros de pretensado
EN ISO 17660 (todas las partes):	Soldeo. Soldeo de armaduras de acero

ENV 13670:	Ejecución de estructuras de hormigón
EN 13791:	Evaluación de la resistencia a compresión <i>in situ</i> en estructuras y elementos prefabricados de hormigón
EN ISO 15630:	Acero para el armado y el pretensado del hormigón. Métodos de ensayo

1.3 Consideraciones

(1)P Además de las consideraciones generales de la Norma EN 1990 son aplicables las siguientes consideraciones:

- Las estructuras se proyectan por personal cualificado y con experiencia.
- Se proporciona supervisión y control de calidad adecuados en fábricas, plantas y en el lugar de la obra.
- La construcción se lleva a cabo por personal cualificado y con experiencia.
- Los materiales y productos de construcción se utilizan como se especifica en este Eurocódigo o en las especificaciones de material y productos pertinentes.
- La estructura tendrá un mantenimiento adecuado.
- El uso de la estructura será conforme a la descripción del cálculo.
- Los requisitos para la ejecución y mano de obra son conformes con la Norma ENV 13670.

1.4 Distinción entre Principios y Reglas de aplicación

(1)P Son aplicables las reglas indicadas en la Norma EN 1990.

1.5 Definiciones

1.5.1 Generalidades

(1)P Son aplicables los términos y definiciones indicados en la Norma EN 1990.

1.5.2 Términos y definiciones adicionales utilizados en esta norma

1.5.2.1 Estructuras prefabricadas

Las estructuras prefabricadas están formadas por elementos estructurales fabricados en otro lugar diferente al de emplazamiento final en la estructura. En la estructura los elementos se conectan para asegurar la integridad estructural requerida.

1.5.2.2 Elementos de hormigón en masa o ligeramente armados

Elementos de hormigón estructural sin armadura pasiva (hormigón en masa) o con una armadura pasiva menor que la mínima definida en el capítulo 9.

1.5.2.3 Armadura activa no adherente y externa

Armadura activa (tendones) no adherente para elementos postesos que tienen vainas permanentemente sin inyectar, y la armadura activa externa a la sección transversal del hormigón (que puede estar embebida en el hormigón después del tesado o tener una membrana protectora).

1.5.2.4 Pretensado

El proceso de pretensado consiste en aplicar fuerzas en la estructura del hormigón mediante el tesado de la armadura activa incorporada en el elemento de hormigón. El concepto "pretensado" se emplea para nombrar globalmente a todos los efectos permanentes del proceso de pretensado, el cual se compone de fuerzas internas en las secciones y deformaciones de la estructura. No se consideran en esta norma otros métodos de pretensado.

1.6 Símbolos

Para los propósitos de esta norma europea, son aplicables los siguientes símbolos:

NOTA El sistema de símbolos utilizado se basa en la Norma ISO 3898:1987.

Mayúsculas latinas

A	Acción accidental
A	Área de la sección transversal
A_c	Área de la sección transversal del hormigón
A_p	Área de la sección transversal de la armadura activa
A_s	Área de la sección transversal de la armadura pasiva
$A_{s,min.}$	Área de la sección mínima de la armadura pasiva
A_{sw}	Área de la sección transversal de la armadura de cortante
D	Diámetro del mandril
D_{Ed}	Coefficiente de daño de fatiga
E	Efecto de una acción
$E_c, E_{c(28)}$	Módulo de elasticidad tangente de un hormigón de densidad normal a una tensión $\sigma_c = 0$ y a 28 días
$E_{c,eff}$	Módulo de elasticidad eficaz del hormigón
E_{cd}	Valor de cálculo del módulo de elasticidad del hormigón
E_{cm}	Módulo de elasticidad secante del hormigón
$E_c(t)$	Módulo de elasticidad tangente de un hormigón de densidad normal a una tensión $\sigma_c = 0$ y a una edad de t (días)
E_p	Valor de cálculo del módulo de elasticidad de la armadura activa
E_s	Valor de cálculo del módulo de elasticidad de la armadura pasiva
EI	Rigidez a flexión
EQU	Equilibrio estático
F	Acción
F_d	Valor de cálculo de una acción

F_k	Valor característico de una acción
G_k	Valor característico de las acciones permanentes
I	Momento de inercia de la sección de hormigón
L	Longitud
M	Momento flector
M_{Ed}	Valor de cálculo del momento flector producido por las acciones exteriores
N	Esfuerzo axil o normal
N_{Ed}	Valor de cálculo del esfuerzo axil producido por las acciones exteriores
P	Fuerza de pretensado
P_0	Fuerza inicial en el extremo activo del tendón inmediatamente después del tesado
Q_k	Valor característico de las acciones variables
Q_{fat}	Valor característico de la carga de fatiga
R	Resistencia
S	Solicitud, esfuerzos y momentos internos
S	Momento estático de la sección [Momento de primer orden de un área]
ELS	Estado límite de servicio (en inglés, SLS)
T	Momento torsor
T_{Ed}	Valor de cálculo del momento torsor aplicado
ELU	Estado límite último (en inglés ULS)
V	Esfuerzo cortante
V_{Ed}	Valor de cálculo del esfuerzo cortante producido por las acciones exteriores

Minúsculas latinas

a	Distancia
a	Dato geométrico
Δa	Desviación (o tolerancia) de un dato geométrico
b	Anchura total de una sección transversal o ancho real del ala en una viga en T o en L
b_w	Anchura del alma de una viga en T, I o L
d	Diámetro; canto

d	Canto útil de una sección transversal
d_g	Dimensión nominal del tamaño máximo del árido
e	Excentricidad
f_c	Resistencia del hormigón a compresión
f_{cd}	Resistencia de cálculo del hormigón a compresión
f_{ck}	Resistencia característica a compresión del hormigón ensayado en probeta cilíndrica a 28 días
f_{cm}	Valor medio de la resistencia a compresión del hormigón ensayado en probeta cilíndrica
f_{ctk}	Resistencia característica del hormigón a tracción
f_{ctm}	Valor medio de la resistencia del hormigón a tracción
f_p	Resistencia a tracción del acero de la armadura activa
f_{pk}	Resistencia característica a tracción del acero de la armadura activa
$f_{p0,1}$	Tensión que produce una deformación remanente (o relajación) del 0,1% en la armadura activa
$f_{p0,1k}$	Valor característico de la tensión que produce una deformación remanente (o relajación) del 0,1% en la armadura activa
$f_{0,2k}$	Valor característico de la tensión que produce una deformación remanente (o relajación) del 0,2% en la armadura activa
f_t	Resistencia a tracción del acero de la armadura pasiva
f_{tk}	Valor característico de la resistencia a tracción de la armadura pasiva
f_y	Límite elástico del acero de la armadura pasiva
f_{yd}	Límite elástico de cálculo del acero de la armadura pasiva
f_{yk}	Límite elástico característico del acero de la armadura pasiva
f_{ywd}	Límite elástico de cálculo del acero de la armadura de cortante
h	Altura
h	Canto total de una sección transversal
i	Radio de giro
k	Coefficiente; factor
l	(o l o L) Longitud; luz
m	Masa
r	Radio
$1/r$	Curvatura de una sección particular

t	Espesor
t	Tiempo considerado
t_0	Edad del hormigón en el momento de la carga
u	Perímetro de sección transversal de hormigón, teniendo un área A_c
u, v, w	Componentes del desplazamiento de un punto
x	Profundidad de la fibra neutra
x, y, z	Coordenadas
z	Brazo mecánico de las fuerzas internas

Minúsculas griegas

α	Ángulo; ratio;
β	Ángulo; ratio; coeficiente t
γ	Coficiente parcial de seguridad
γ_A	Coficiente parcial de seguridad de las acciones accidentales A
γ_C	Coficiente parcial de seguridad del hormigón
γ_F	Coficiente parcial de seguridad de las acciones, F
$\gamma_{F, \text{fat}}$	Coficiente parcial de seguridad para acciones de fatiga
$\gamma_{C, \text{fat}}$	Coficiente parcial de seguridad para fatiga de hormigón
γ_G	Coficiente parcial de seguridad de las acciones permanentes, G
γ_M	Coficiente parcial de seguridad de una propiedad del material, considerando sólo las incertidumbres de dicha propiedad, en las desviaciones geométricas y en los modelos de cálculo utilizados
γ_P	Coficiente parcial de seguridad de las acciones asociadas con el pretensado, P
γ_Q	Coficiente parcial de seguridad de las acciones variables, Q
γ_S	Coficiente parcial de seguridad del acero de la armadura activa o pasiva
$\gamma_{S, \text{fat}}$	Coficiente parcial de seguridad para acero de la armadura activa bajo carga de fatiga
γ_f	Coficiente parcial de seguridad de las acciones sin tener en cuenta las incertidumbres del modelo
γ_g	Coficiente parcial de seguridad de las acciones permanentes sin tener en cuenta las incertidumbres del modelo
γ_m	Coficiente parcial de seguridad de una propiedad de un material, tener en cuenta sólo las incertidumbres de la propiedad
δ	Incremento/relación de redistribución

ζ	Coefficiente de reducción/distribución
ε_c	Deformación unitaria del hormigón en compresión
ε_{cl}	Deformación unitaria por compresión en el hormigón a la tensión máxima f_c
ε_{cu}	Deformación unitaria última de compresión del hormigón
ε_u	Alargamiento del acero de la armadura activa o pasiva bajo la carga máxima
ε_{uk}	Alargamiento último característico del acero de la armadura activa o pasiva bajo la carga máxima
θ	Ángulo
λ	Esbeltez
μ	Coefficiente de rozamiento entre las armaduras activas y sus vainas
ν	Módulo de Poisson
ν	Coefficiente de reducción de resistencia para hormigón con fisuras en cortante
ξ	Relación entre la resistencia adherente del acero de la armadura activa y pasiva
ρ	Densidad del hormigón después de secado en horno en kg/m ³
ρ_{1000}	Valor de pérdida de relajación (en %) a 1 000 h después del tensado y a una temperatura media de 20 °C
ρ_l	Cuantía de armadura longitudinal
ρ_w	Cuantía de armadura de cortante
σ_c	Tensión de compresión en el hormigón
σ_{cp}	Tensión normal en el hormigón por carga axial o pretensado
σ_{cu}	Tensión de compresión en el hormigón correspondiente al alargamiento último de compresión ε_{cu}
τ	Tensión tangencial de torsión
ϕ	Diámetro de una barra de armadura o de una vaina de pretensado
ϕ_n	Diámetro equivalente de un grupo de barras de armadura
$\varphi(t, t_0)$	Coefficiente de fluencia entre los tiempos t y t_0 , referido a la deformación elástica a 28 días
$\varphi(\infty, t_0)$	Valor final del coeficiente de fluencia
Ψ	Coefficientes para definir los valores representativos de acciones variables
Ψ_0	para valores de combinación
Ψ_1	para valores frecuentes
Ψ_2	para valores cuasipermanentes

CAPÍTULO 2 BASES DE PROYECTO

2.1 Requisitos

2.1.1 Requisitos fundamentales

- (1)P El proyecto de estructuras de hormigón debe ser conforme con las reglas generales indicadas en la Norma EN 1990.
- (2)P También se deben aplicar las disposiciones suplementarias para las estructuras de hormigón indicadas en este capítulo.
- (3) Se supone que se satisfacen los requisitos básicos del capítulo 2 de la Norma EN 1990 para estructuras de hormigón, cuando se aplican las siguientes características conjuntamente:
- cálculo del estado límite junto al método de los coeficientes parciales de seguridad conforme a la Norma EN 1990;
 - acciones conforme a la Norma EN 1991;
 - combinación de acciones conforme a la Norma EN 1990; y
 - resistencias, durabilidad y comportamiento en servicio conforme a esta norma.

NOTA Los requisitos de resistencia al fuego (véase el capítulo 5 de la Norma EN 1990 y la Norma EN 1992-1-2) pueden requerir unos elementos de tamaño mayor que los necesarios por resistencia estructural a temperatura normal.

2.1.2 Gestión de la fiabilidad

- (1) Las normas para la gestión de la fiabilidad se describen en el capítulo 2 de la Norma EN 1990
- (2) Un cálculo utilizando los coeficientes parciales de seguridad dados en este Eurocódigo (véase 2.4) y los coeficientes parciales de seguridad dados en los anexos de la Norma EN 1990 se considera que lleva a una estructura asociada con una fiabilidad de clase RC2.

NOTA Para más información véanse los anexos B y C de la Norma EN 1990.

2.1.3 Durabilidad, calidad y vida útil

- (1) Las normas a seguir para la durabilidad, calidad y vida útil, se describen en el capítulo 2 de la Norma EN 1990.

2.2 Principios del cálculo del estado límite

- (1) Las normas para el cálculo del estado límite se describen en el capítulo 3 de la Norma EN 1990.

2.3 Variables básicas

2.3.1 Acciones e influencias ambientales

2.3.1.1 Generalidades

- (1) Las acciones a emplear en el cálculo pueden obtenerse de las partes correspondientes de la Norma EN 1991.

NOTA 1 Las partes correspondientes de la Norma EN 1991 que se pueden emplear en el cálculo comprenden:

EN 1991-1.1	Pesos específicos, pesos propios, y sobrecargas de uso en edificios
EN 1991-1.2	Acciones en estructuras expuestas al fuego
EN 1991-1.3	Cargas de nieve
EN 1991-1.4	Acciones de viento
EN 1991-1.5	Acciones térmicas
EN 1991-1.6	Acciones durante la ejecución
EN 1991-1.7	Acciones accidentales debidas al impacto y a las explosiones
EN 1991-2	Cargas de tráfico en puentes
EN 1991-3	Acciones inducidas por grúas y maquinaria
EN 1991-4	Acciones en silos y depósitos

NOTA 2 Se describen las acciones específicas a esta norma en los capítulos relevantes.

NOTA 3 Se pueden obtener las acciones debidas a la presión por tierra y agua de la Norma EN 1997.

NOTA 4 Si se tienen en cuenta movimientos diferenciales, se pueden emplear unos valores estimados apropiados de los movimientos previstos.

NOTA 5 Se pueden definir otras acciones, si es pertinente, en las especificaciones de diseño de un proyecto particular.

2.3.1.2 Efectos térmicos

- (1) Los efectos térmicos se deberían tener en cuenta cuando se comprueben los estados límite de servicio.
- (2) Los efectos térmicos se deberían considerar para los estados límite últimos sólo cuando sean significativos (por ejemplo: condiciones de fatiga, en la comprobación de la estabilidad donde los efectos de segundo orden sean importantes, etc.). En otros casos no es necesario considerarlos siempre y cuando la capacidad de giro y ductilidad de los elementos sean suficientes.
- (3) Si se tienen en cuenta los efectos térmicos se deberían considerar como acciones variables y aplicadas con un coeficiente parcial de seguridad y un coeficiente ψ .

NOTA El coeficiente ψ se define en el anexo correspondiente de la Norma EN 1990 y de la Norma EN 1991-1-5.

2.3.1.3 Asientos/movimientos diferenciales

- (1) Se deberían clasificar los asientos o movimientos diferenciales de la estructura producidos por la subsidencia del suelo como una acción permanente, G_{set} la cual se introduce como tal en las combinaciones de acciones. En general, G_{set} se representa mediante un conjunto de valores que corresponden a las diferencias (respecto a un nivel de referencia) de los asientos/movimientos entre cimentaciones individuales o parte de las cimentaciones, $d_{\text{set},i}$ (i indica el número de la cimentación individual o parte de la cimentación).

NOTA Se pueden emplear unos valores estimados apropiados de asientos previstos cuando se tengan en cuenta asientos diferenciales.

- (2) En general, se deberían tener en cuenta los efectos de los asientos diferenciales mediante la comprobación de los estados límite de servicio.
- (3) Para los estados límite últimos sólo se deberían considerar cuando sean significativos (por ejemplo, condiciones de fatiga, en la comprobación de la estabilidad donde los efectos de segundo orden sean importantes, etc.). En otros casos, para los estados límite últimos no es necesario considerarlos, siempre y cuando la ductilidad y capacidad de giro de los elementos sean suficientes.
- (4) Se debería emplear un coeficiente parcial de seguridad para efectos de asiento si se tienen en cuenta los asientos diferenciales.

NOTA El valor del coeficiente parcial de seguridad para efectos de asiento se define en el anexo correspondiente de la Norma EN 1990.

2.3.1.4 Pretensado

- (1)P El pretensado considerado en este Eurocódigo se aplica mediante armaduras activas de acero de alta resistencia (cables, cordones o barras).
- (2) Las armaduras activas pueden estar embebidas en el hormigón. Pueden ser pretesas y adherentes; o postesas y adherentes o no adherentes.
- (3) Las armaduras activas también pueden ser externas a la estructura con puntos de contacto que tengan lugar en los desviadores y en los anclajes.
- (4) Las disposiciones relacionadas con el pretensado se encuentran en el apartado 5.10.

2.3.2 Propiedades de materiales y productos

2.3.2.1 Generalidades

- (1) Las reglas para propiedades de materiales y productos se describen en el capítulo 4 de la Norma EN 1990.
- (2) Las disposiciones para el hormigón, la armadura pasiva y la armadura activa se indican en el capítulo 3 o en las normas de producto relevantes.

2.3.2.2 Retracción y fluencia

- (1) La retracción y la fluencia son propiedades del hormigón dependientes del tiempo. Generalmente, se deberían tener en cuenta sus efectos para la comprobación de los estados límite de servicio.
- (2) Se deberían tener en cuenta los efectos de la retracción y la fluencia en los estados límite últimos sólo en los casos en que sus efectos sean significativos, por ejemplo en la comprobación de los estados límite últimos de estabilidad donde los efectos de segundo orden sean importantes. En otros casos no es necesario tener en cuenta estos efectos para estados límite últimos, siempre y cuando la capacidad de ductilidad y giro de los elementos sea suficiente.
- (3) Cuando se tiene en cuenta la fluencia, se deberían evaluar sus efectos de cálculo bajo la combinación cuasipermanente de acciones, sin importar la situación de cálculo empleada; es decir situación persistente, transitoria o accidental.

NOTA En la mayoría de los casos los efectos de la fluencia se pueden evaluar bajo cargas permanentes y el valor medio del pretensado.

2.3.3 Deformaciones del hormigón

- (1)P Se deben considerar en el proyecto las consecuencias de la deformación debida a la temperatura, fluencia y retracción.
- (2) La influencia de estos efectos se tiene normalmente en cuenta mediante la conformidad con las reglas de aplicación indicadas en esta norma europea. También se debería considerar:
- minimización de la deformación y la fisuración debida al movimiento a edad temprana, fluencia y retracción mediante la composición de la dosificación del hormigón;
 - minimización de las coacciones a la deformación mediante la disposición de apoyos o juntas;
 - si existen coacciones, confirmación de que se tiene en cuenta su influencia en el proyecto.
- (3) En las estructuras de edificación, se puede no tener en cuenta los efectos de la temperatura y la retracción en el cálculo global siempre y cuando las juntas se dispongan a distancias d_{joint} para que las deformaciones resultantes se acomoden.

NOTA El valor de d_{joint} está sujeto a un anexo nacional. El valor recomendado es 30 m. En el caso de estructuras prefabricadas de hormigón armado el valor puede ser mayor que el de las estructuras de hormigonado *in situ*, dado que parte de la fluencia y la retracción tienen lugar antes de su montaje.

2.3.4 Datos geométricos

2.3.4.1 Generalidades

(1) Las reglas para los datos geométricos se indican en el capítulo 4 de la Norma EN 1990.

2.3.4.2 Requisitos adicionales para hormigonado de pilotes «*in situ*»

(1)P Se deben tener en cuenta en el proyecto las incertidumbres relacionadas con la sección transversal de hormigonado de pilotes *in situ* y los procedimientos de hormigonado.

(2) En ausencia de otras disposiciones, el diámetro a emplear en los cálculos del proyecto de pilotes hormigonados *in situ* sin encamisado permanente debería ser:

- si $d_{\text{nom}} < 400 \text{ mm}$ $d = d_{\text{nom}} - 20 \text{ mm}$
- si $400 \leq d_{\text{nom}} \leq 1\,000 \text{ mm}$ $d = 0,95 \cdot d_{\text{nom}}$
- si $d_{\text{nom}} > 1\,000 \text{ mm}$ $d = d_{\text{nom}} - 50 \text{ mm}$

dónde d_{nom} es el diámetro nominal de los pilotes.

2.4 Comprobación mediante el método de los coeficientes parciales de seguridad

2.4.1 Generalidades

(1) Las reglas del método de los coeficientes parciales de seguridad se indican en el capítulo 6 de la Norma EN 1990.

2.4.2 Valores de cálculo

2.4.2.1 Coeficiente parcial de seguridad de retracción

(1) Se debería usar un coeficiente parcial de seguridad γ_{SH} si es necesario tener en cuenta las acciones de retracción para el estado límite último.

NOTA El valor de γ_{SH} para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado es 1,0.

2.4.2.2 Coeficientes parciales de seguridad para pretensado

(1) El pretensado en la mayoría de las situaciones se proyecta para ser favorable y en la comprobación del estado límite último se debería usar el valor de $\gamma_{\text{p,fav}}$. El valor de cálculo de armaduras activas se puede basar en el valor medio de la fuerza de pretensado (véase el capítulo 4 de la Norma EN 1990).

NOTA El valor de $\gamma_{\text{p,fav}}$ para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado para las situaciones de cálculo persistentes y transitorias es de 1,0. Este valor también se puede usar para la comprobación de fatiga.

(2) En la comprobación del estado límite de estabilidad con pretensado externo, debería emplearse el coeficiente $\gamma_{\text{p,unfav}}$ si un incremento del valor de pretensado puede ser desfavorable.

NOTA El valor de $\gamma_{\text{p,unfav}}$ para el estado límite de estabilidad para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado para un cálculo global es de 1,3.

(3) En la comprobación de los efectos locales, también se debería usar $\gamma_{\text{p,unfav}}$.

NOTA El valor de $\gamma_{\text{p,unfav}}$ para los efectos locales para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado es 1,2. Los efectos locales del anclaje de las armaduras pretensas se tratan en el apartado 8.10.2.

2.4.2.3 Coeficiente parcial de seguridad para cargas de fatiga

- (1) El coeficiente parcial de seguridad para cargas de fatiga es $\gamma_{f,fat}$.

NOTA El valor de $\gamma_{f,fat}$ para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado es 1,0.

2.4.2.4 Coeficientes parciales de seguridad para los materiales

- (1) Se deberían usar coeficientes parciales de seguridad para los materiales, γ_c y γ_s , para los estados límite últimos.

NOTA Los valores de γ_c y γ_s para su uso en un Estado se pueden encontrar en su anexo nacional. Los valores recomendados para las situaciones "persistente", "transitoria" y "accidental" se indican en la tabla 2.1N. Éstos no son válidos para cálculos de resistencia al fuego, para los cuales se debería hacer referencia a la Norma EN 1992-1-2.

Para la comprobación de fatiga se recomiendan los coeficientes parciales de seguridad $\gamma_{c,fat}$ y $\gamma_{s,fat}$ para las situaciones de proyecto persistentes, indicadas en la tabla 2.1N.

Tabla 2.1N – Coeficientes parciales de seguridad para materiales para estados límite últimos

Situaciones de proyecto	γ_c para hormigón	γ_s para acero de armadura pasiva	γ_s para acero de armadura activa
Persistente y transitoria	1,5	1,15	1,15
Accidental	1,2	1,0	1,0

- (2) Los valores de los coeficientes parciales de seguridad de los materiales para la comprobación de los estados límite de servicio deberían ser los indicados en los apartados pertinentes de este Eurocódigo.

NOTA Los valores de γ_c y γ_s en el estado límite de servicio para su uso en un Estado se pueden encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado para situaciones no cubiertas por apartados particulares de este Eurocódigo es de 1,0.

- (3) Se pueden usar valores menores de γ_c y γ_s si se justifican medidas que reduzcan la incertidumbre en la resistencia calculada.

NOTA Se aporta información en el anexo (informativo) A.

2.4.2.5 Coeficientes parciales de seguridad para los materiales para cimentaciones

- (1) Los valores de cálculo de las propiedades de resistencia del suelo se deberían calcular conforme a la Norma EN 1997.

- (2) El coeficiente parcial de seguridad para el hormigón γ_c dado en el punto (1) del apartado 2.4.2.4 se debería multiplicar por un coeficiente k_f para el cálculo de la resistencia de pilotes hormigonados *in situ* sin encamisado permanente.

NOTA El valor de k_f para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado es 1,1.

2.4.3 Combinaciones de acciones

- (1) Las formulaciones generales para las combinaciones de acciones para los estados límite últimos y de servicio se indican en el capítulo 6 de la Norma EN 1990.

NOTA 1 Se aportan ecuaciones detalladas para las combinaciones de acciones en los anexos normativos de la Norma EN 1990, como por ejemplo el anexo A1 para edificios, el anexo A2 para puentes, etc., con valores pertinentes recomendados para coeficientes parciales de seguridad y valores representativos de las acciones dados en las notas.

NOTA 2 Las combinaciones de acciones para comprobación de fatiga se indican en el apartado 6.8.3

- (2) Para cada acción permanente se debería aplicar en toda la estructura tanto el valor de cálculo inferior como el superior (el que produzca el efecto más desfavorable). Por ejemplo: el peso propio de la estructura.

NOTA Puede haber excepciones a esta regla (por ejemplo en la comprobación del equilibrio estático, véase el capítulo 6 de la Norma EN 1990). En tales casos se puede emplear una serie diferente de coeficientes parciales de seguridad (conjunto A). Un ejemplo válido para edificios se da en el anexo A1 de la Norma EN 1990.

2.4.4 Comprobación del equilibrio estático – EQU

(1) El formato de seguridad para la comprobación del equilibrio estático también se aplica a situaciones de proyecto de EQU, tales como los dispositivos de descenso o la comprobación del levantamiento de los apoyos para vigas continuas.

NOTA Véase la información del anexo A de la Norma EN 1990.

2.5 Proyecto asistido por ensayos

(1) El proyecto de estructuras o de elementos estructurales se puede hacer asistido por ensayos.

NOTA Véase el capítulo 5 y el anexo D de la Norma EN 1990.

2.6 Requisitos adicionales para cimentaciones

(1)P Cuando la interacción entre el terreno y la estructura tiene una influencia significativa en los efectos de las acciones en la estructura, se deben tener en cuenta las propiedades del terreno y los efectos de la interacción, conforme a la Norma EN 1997-1.

(2) Si se producen asientos diferenciales significativos, se debería comprobar su influencia en los efectos de las acciones en la estructura.

NOTA 1 Se puede usar el anexo G para modelar la interacción suelo-estructura.

NOTA 2 Los métodos simplificados que no tienen en cuenta los efectos de la deformación del suelo son en general apropiados para la mayoría de los proyectos estructurales.

(3) Las cimentaciones de hormigón se deberían dimensionar conforme a la Norma EN 1997-1.

(4) Donde sea apropiado, el cálculo debería incluir los efectos de fenómenos tales como compactación, hinchamiento, congelación, erosión, etc.

2.7 Requisitos para anclajes

(1) Se deberían tener en cuenta los efectos locales y estructurales de los anclajes.

NOTA Los requisitos para el cálculo de anclajes se describen en la Especificación Técnica "Diseño de anclajes para su uso en hormigón" (en proceso de elaboración). Esta especificación técnica cubrirá el diseño de los siguientes tipos de anclajes:

Anclajes colocados antes del fraguado del hormigón tales como:

- anclajes con cabeza,
- barras en U,

y anclajes instalados tras endurecido del hormigón tales como:

- anclajes de expansión,
- anclajes de corte sesgado,
- tornillos de hormigón,
- anclajes químicos,
- anclajes de expansión químicos, y
- anclajes de corte sesgado químicos.

Las prestaciones de los anclajes deberían ser conformes con los requisitos de una norma de CEN o se deberían demostrar mediante un documento de idoneidad técnica europeo (DITE).

La Especificación Técnica "Diseño de anclajes para su uso en hormigón" incluye la transmisión local de cargas a la estructura.

En el proyecto de la estructura se deberían tener en cuenta las cargas y requisitos de cálculo adicionales dados en el anexo A de esa especificación técnica.

CAPÍTULO 3 MATERIALES

3.1 Hormigón

3.1.1 Generalidades

- (1)P Los siguientes apartados proporcionan principios y reglas para hormigones normales y de alta resistencia.
- (2) Las reglas para hormigones con árido ligero se encuentran en el capítulo 11.

3.1.2 Resistencia

(1)P La resistencia a compresión del hormigón se indica mediante las clases resistentes del hormigón, las cuales están relacionadas con la resistencia característica en probeta cilíndrica (5%) f_{ck} o la resistencia característica en probeta cúbica $f_{ck,cube}$ conforme a la Norma EN 206-1.

(2)P Las clases resistentes en este Eurocódigo se basan en la resistencia característica en probeta cilíndrica, f_{ck} , determinada a los 28 días, con un valor máximo de $C_{máx}$.

NOTA El valor de $C_{máx}$ para su uso en cada Estado se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado es C90/105.

(3) Las resistencias características para f_{ck} y las características mecánicas correspondientes necesarias para el proyecto, se proporcionan en la tabla 3.1.

(4) En ciertas situaciones (por ejemplo en el pretensado) puede ser apropiado evaluar la resistencia del hormigón a compresión antes o después de 28 días, basada en pruebas de probetas guardadas bajo otras condiciones distintas a las descritas en la Norma EN 12390.

Si la resistencia del hormigón se determina a una edad $t > 28$ días, los valores α_{cc} y α_{ct} definidos en el punto (1) del apartado 3.1.6 y en el punto (2)P del apartado 3.1.6 deberían reducirse por un coeficiente k_t .

NOTA El valor de k_t para su uso en cada Estado se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado es 0,85.

(5) Puede que se necesite especificar la resistencia del hormigón a compresión, $f_{ck}(t)$, a una edad (t), para un número de etapas (por ejemplo desencofrado, transferencia de pretensado), donde

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

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

Unos valores más precisos se deberían basar en ensayos, especialmente para $t \leq 3$ días.

(6) La resistencia del hormigón a compresión a una edad t depende de la clase de cemento, la temperatura y las condiciones del curado. Para una temperatura media de 20 °C y un curado conforme a la Norma EN 12390, la resistencia del hormigón a compresión a distintas edades $f_{cm}(t)$ se puede estimar a partir de las ecuaciones (3.1) y (3.2).

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

con

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

donde

$f_{cm}(t)$ es la resistencia media del hormigón a compresión a una edad de t días;

f_{cm} es la resistencia media a compresión a 28 días conforme a la tabla 3.1;

$\beta_{cc}(t)$ es un coeficiente que depende de la edad del hormigón t ;

t es la edad del hormigón en días;

s es un coeficiente que depende del tipo de cemento:

= 0,20 para cemento de clase resistente CEM 42,5 R, CEM 52,5 N y CEM 52,5 R (Clase R)

= 0,25 para cemento de clase resistente CEM 32,5 R, CEM 42,5 N (Clase N)

= 0,38 para cemento de clase resistente CEM 32,5 N (Clase S).

NOTA $\exp \{ \}$ tiene el mismo significado que $e^{()}$.

Si el hormigón no se ajusta a la especificación para resistencia a compresión a 28 días, no es apropiado el uso de las ecuaciones (3.1) y (3.2).

Este apartado no se debería usar a posteriori para justificar una resistencia de referencia no conforme mediante un incremento posterior de la resistencia.

Para situaciones dónde se aplica calor al elemento durante el curado, véase el punto (3) del apartado 10.3.1.1.

(7)P La resistencia a tracción hace referencia a la tensión máxima que se alcanza bajo carga de tracción centrada. En el caso de la resistencia a flexotracción se debería consultar el punto (1) del apartado 3.1.8.

(8) Si la resistencia a tracción se determina como la resistencia a tracción por hendimiento, $f_{ct,sp}$, se puede emplear el valor aproximado de resistencia a tracción directa, f_{ct} :

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

(9) El desarrollo de la resistencia a tracción con la edad está muy influido por las condiciones de curado y secado así como por las dimensiones de los elementos estructurales. Como primera aproximación se puede suponer que la resistencia a tracción $f_{ctm}(t)$ es igual a:

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

dónde $\beta_{cc}(t)$ se obtiene de la ecuación (3.2) y

$\alpha = 1$ para $t < 28$

$\alpha = 2/3$ para $t \geq 28$. Los valores para f_{ctm} se indican en la tabla 3.1.

NOTA Si el desarrollo de la resistencia a tracción con la edad es importante, se recomienda que los ensayos se lleven a cabo teniendo en cuenta las condiciones de exposición y las dimensiones del elemento estructural.

3.1.3 Deformación elástica

(1) Las deformaciones elásticas del hormigón dependen en gran medida en su composición (especialmente de los áridos). Los valores dados en esta norma europea se deberían considerar como indicativos, válidos para aplicaciones generales. Sin embargo, estos valores generales deberían evaluarse específicamente si la estructura pudiera presentar desviaciones importantes respecto a los mismos.

(2) Los módulos de elasticidad del hormigón están controlados por los módulos de elasticidad de sus componentes. En la tabla 3.1 se indican unos valores aproximados para el valor secante del módulo de elasticidad E_{cm} , entre $\sigma_c = 0$ y $0,4 f_{cm}$, para hormigones con áridos cuarcíticos. Para áridos de piedra caliza y arenisca se debería reducir en un 10% y en un 30%, respectivamente. Para áridos de basalto se debería aumentar en un 20%.

NOTA El anexo nacional de un Estado puede hacer referencia a una información complementaria no contradictoria.

Tabla 3.1 – Propiedades de resistencia y deformación para el hormigón

Clases resistentes del hormigón															Relación analítica/Explicación	
	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90		
f_{ck} (MPa)	12	16	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105	
$f_{ck,cube}$ (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		$f_{cm} = f_{ck} + 8(\text{MPa})$
f_{cm} (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		$f_{cm} = 0,30 \times f_{ck}^{(2/3)} \leq C50/60$ $f_{cm} = 2,12 \cdot \ln(1+(f_{cm}/10)) > 50/60$
$f_{ctk,0,05}$ (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		$f_{ctk,0,05} = 0,7 \times f_{cm}$ 5% fractil
$f_{ctk,0,95}$ (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		$f_{ctk,0,95} = 1,3 \times f_{cm}$ 95% fractil
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} en MPa)
ϵ_{c1} (‰)	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,2	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8		véase la figura 3.2 $\epsilon_{c1}^{(0/100)} = 0,7 f_{cm}^{0,31} \leq 2,8$
ϵ_{cu1} (‰)					3,5					3,2	3,0	2,8	2,8	2,8		véase la figura 3.2 para $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\epsilon_{cu1}^{(0/100)} = 2,8 + 27[(98 - f_{cm})/100]^4$
ϵ_{c2} (‰)					2,0					2,2	2,3	2,4	2,5	2,6		véase la figura 3.3 para $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\epsilon_{c2}^{(0/100)} = 2,0 + 0,085(f_{ck} - 50)^{0,53}$
ϵ_{cu2} (‰)					3,5					3,1	2,9	2,7	2,6	2,6		véase la 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 $n = 1,4 + 23,4[(90 - f_{ck})/100]^4$
ϵ_{c3} (‰)					1,75					1,8	1,9	2,0	2,2	2,3		véase la figura 3.4 para $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\epsilon_{c3}^{(0/100)} = 1,75 + 0,55[(f_{ck} - 50)/40]$
ϵ_{cu3} (‰)					3,5					3,1	2,9	2,7	2,6	2,6		véase la figura 3.4 para $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\epsilon_{cu3}^{(0/100)} = 2,6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$

(3) Se puede estimar la variación del módulo de elasticidad con la edad mediante:

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

donde $E_{cm}(t)$ y $f_{cm}(t)$ son los valores a una edad de t días, y E_{cm} y f_{cm} son los valores determinados a una edad de 28 días. La relación entre $f_{cm}(t)$ y f_{cm} se obtiene de la ecuación (3.1).

(4) El coeficiente de Poisson se puede suponer igual a 0,2 para hormigón sin fisurar y 0 para hormigón fisurado.

(5) A menos que se disponga de información más precisa, se puede suponer el coeficiente lineal de la dilatación térmica como $10 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$.

3.1.4 Fluencia y retracción

(1)P La fluencia y la retracción del hormigón dependen de la humedad ambiental, de las dimensiones del elemento y de la composición del hormigón. La fluencia se ve también influida por la madurez del hormigón en el momento de primera carga, y depende de la duración y magnitud de la carga.

(2) El coeficiente de fluencia, $\varphi(t, t_0)$ está relacionado con E_c , el módulo tangente, el cual se puede tomar como $1,05 E_{cm}$. Si no se requiere mucha exactitud, se puede tomar como coeficiente de fluencia el valor obtenido de la figura 3.1, siempre y cuando el hormigón no esté sujeto a una tensión a compresión mayor que $0,45 f_{ck}(t_0)$ a una edad t_0 , la edad del hormigón en el momento de aplicación de la carga.

NOTA Para más información, incluyendo el desarrollo de la fluencia con el tiempo, se puede usar el anexo B.

(3) La deformación por fluencia del hormigón $\varepsilon_{cc}(\infty, t_0)$ a edad $t = \infty$ para una tensión a compresión constante σ_c aplicada a la edad del hormigón t_0 viene dada por:

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

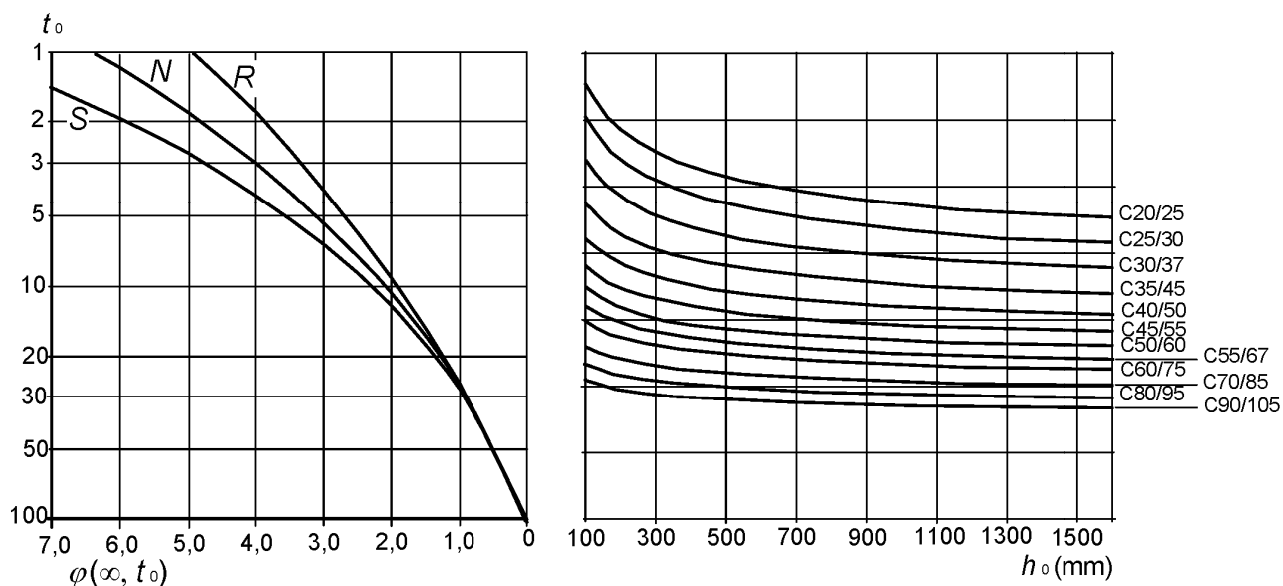
(4) Si la tensión a compresión del hormigón a una edad de t_0 es mayor que el valor de $0,45 f_{ck}(t_0)$, se debería considerar una fluencia no lineal. Se puede producir una tensión tan alta como resultado del pretensado, por ejemplo en elementos prefabricados de hormigón a la altura de la armadura activa. En tales casos el coeficiente de fluencia no lineal se debería obtener de la siguiente manera:

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

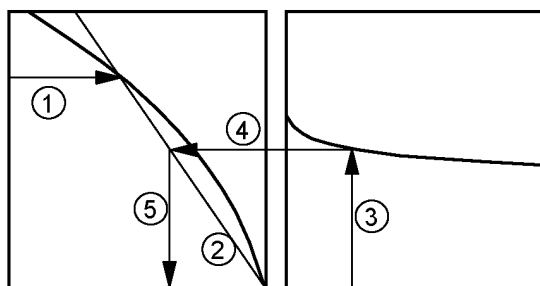
donde

$\varphi_{nl}(\infty, t_0)$ es el coeficiente de fluencia no lineal, el cual reemplaza a $\varphi(\infty, t_0)$;

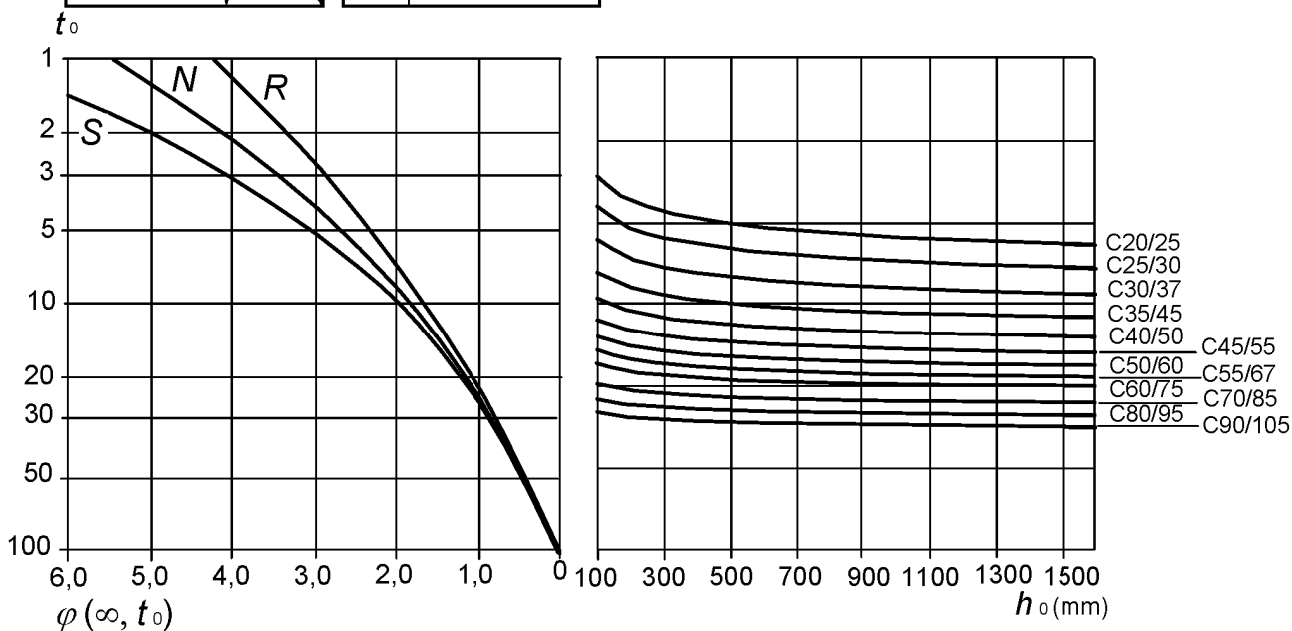
k_σ es el cociente entre la tensión y la resistencia $\sigma_c / f_{ck}(t_0)$, donde σ_c es la tensión de compresión y $f_{ck}(t_0)$ es la resistencia a la compresión característica del hormigón en el momento de aplicación de la carga.



a) condiciones en interiores – RH = 50%

**Nota:**

- el punto de intersección entre las líneas 4 y 5 también puede estar por encima del punto 1
- para $t_0 > 100$ es suficientemente exacto suponer $t_0 = 100$ (y usar la línea tangente)



b) condiciones en el exterior – RH = 80%

Figura 3.1 – Método para determinar el coeficiente de fluencia $\varphi(\infty, t_0)$ para hormigón en condiciones ambientales normales

(5) Los valores dados en la figura 3.1 son válidos para temperaturas ambientales entre -40 °C y +40 °C y una humedad relativa media entre RH = 40% y RH = 100%. Se emplean los siguientes símbolos:

$\phi(\infty, t_0)$ es el coeficiente de fluencia final

t_0 es la edad del hormigón en el momento de aplicación de la carga, en días

h_0 es el espesor medio = $2A_c/u$, donde A_c es el área de la sección transversal del hormigón y u es el perímetro de la parte que está expuesta al secado

S es Clase S, conforme al punto (6) del apartado 3.1.2

N es Clase N, conforme al punto (6) del apartado 3.1.2

R es Clase R, conforme al punto (6) del apartado 3.1.2

(6) La deformación unitaria total de retracción se compone de dos elementos, la deformación unitaria de retracción por secado y la deformación unitaria autógena de retracción. La deformación unitaria de retracción por secado se desarrolla lentamente, puesto que es una función de la migración del agua a través de hormigón endurecido. La deformación unitaria autógena de retracción se desarrolla durante el endurecimiento del hormigón: la mayor parte se desarrolla en los primeros días después del vertido del material. La retracción autógena es una función lineal de la resistencia del hormigón. Se debería considerar específicamente cuando el hormigón nuevo se vierte sobre hormigón endurecido. Así pues los valores de la deformación unitaria total de retracción ϵ_{cs} se deducen de:

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

dónde

ϵ_{cs} es deformación unitaria total de retracción;

ϵ_{cd} es la deformación unitaria de retracción por secado;

ϵ_{ca} es la deformación unitaria autógena de retracción.

El valor final de la deformación unitaria de retracción por secado $\epsilon_{cd,\infty}$ es igual a $k_h \cdot \epsilon_{cd,0}$. El coeficiente $\epsilon_{cd,0}$ se puede tomar de la tabla 3.2 (se indican los valores medios esperados, con un coeficiente de variación de aproximadamente 30%).

NOTA La fórmula para $\epsilon_{cd,0}$ se da en el anexo B.

**Tabla 3.2 – Valores nominales de retracción por secado sin coacción
 $\epsilon_{cd,0}$ (en ‰) para hormigón con cemento CEM Clase N**

$f_{ck}/f_{ck, cube}$ (MPa)	Humedad relativa (en ‰)					
	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

El desarrollo de la deformación unitaria de retracción por secado en el tiempo se obtiene de:

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

donde

k_h es un coeficiente que depende del espesor medio h_0 conforme a la tabla 3.3.

Tabla 3.3 – Valores para k_h en la ecuación (3.9)

h_0	k_h
100	1,0
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,70

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

donde

t es la edad del hormigón (en días) en el momento considerado;

t_s es la edad del hormigón (en días) al principio de la retracción por secado (o hinchamiento). Normalmente esto sucede al final del curado;

h_0 es el espesor medio (mm) de la sección transversal
 $= 2A_c/u$

donde

A_c es el área de la sección transversal del hormigón;

u es el perímetro de la parte de la sección transversal que está expuesta al secado.

La deformación unitaria autógena de retracción se deduce de:

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

donde

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

y

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

donde t se expresa en días.

3.1.5 Relación tensión-deformación para cálculo estructural no lineal

(1) La relación entre σ_c y ε_c que muestra la figura 3.2 (tensión de compresión y deformación unitaria de acortamiento en valores absolutos) para carga uniaxial instantánea viene dada por la ecuación (3.14) :

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

donde

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

ε_{c1} es la deformación unitaria a tensión máxima conforme a la tabla 3.1

$$k = 1,05 E_{cm} \times |\varepsilon_{c1}| / f_{cm} \quad (f_{cm} \text{ conforme a la tabla 3.1})$$

La ecuación (3.14) es válida para $0 < |\varepsilon_c| < |\varepsilon_{cu1}|$ donde ε_{cu1} es la deformación unitaria última nominal.

(2) Se pueden aplicar otras curvas tensión-deformación, si representan adecuadamente el comportamiento del hormigón considerado.

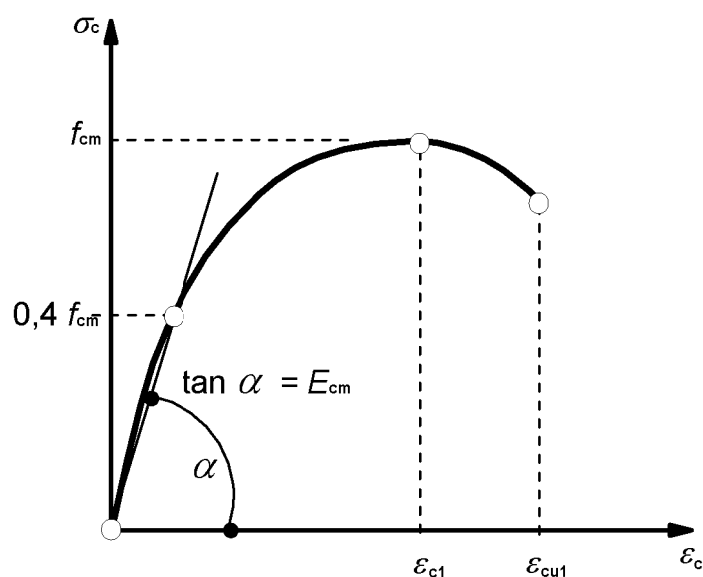


Figura 3.2 – Representación esquemática de la relación tensión-deformación para cálculo estructural (el uso de $0,4 f_{cm}$ para la definición de E_{cm} es aproximado)

3.1.6 Resistencia de cálculo a compresión y a tracción

(1)P El valor del cálculo de la resistencia a compresión se define como

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

donde

γ_C es el coeficiente parcial de seguridad para hormigón, véase el apartado 2.4.2.4 y

α_{cc} es el coeficiente que tiene en cuenta los efectos a largo plazo en la resistencia a compresión y los efectos desfavorables que resultan de la manera en que se aplica la carga.

NOTA El valor de α_{cc} para su uso en un Estado debería estar comprendido entre 0,8 y 1,0 y se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado es 1.

(3)P El valor del cálculo de la resistencia a tracción, f_{ctd} , se define como

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

donde

γ_C es el coeficiente parcial de seguridad para hormigón, véase 2.4.2.4; y

α_{ct} es un coeficiente que tiene en cuenta los efectos a largo plazo en la resistencia a tracción y los efectos desfavorables, consecuencia de la forma en que se aplica la carga.

NOTA El valor de α_{ct} para su uso en cada Estado se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado es 1,0.

3.1.7 Relación entre tensión-deformación para el cálculo de secciones transversales

(1) Para el cálculo de secciones transversales, se puede usar la siguiente relación entre tensión-deformación, véase la figura 3.3 (se toman las deformaciones unitarias de compresión como positivas):

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

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

donde

n es el exponente según la tabla 3.1;

ε_{c2} es la deformación unitaria bajo carga máxima, conforme a la tabla 3.1;

ε_{cu2} es la deformación unitaria última conforme a la tabla 3.1.

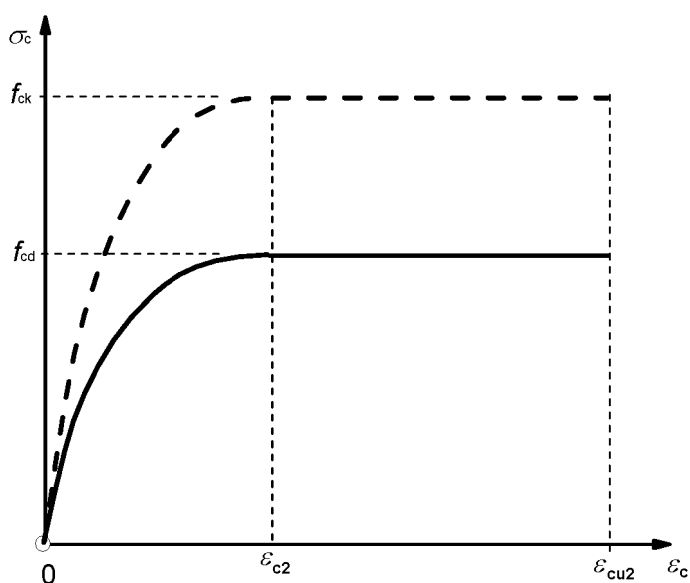


Figura 3.3 – Diagrama de cálculo parábola-rectángulo para hormigón en compresión

(2) Se pueden usar otras relaciones tensión-deformación simplificadas si son equivalentes a la definida en el punto (1) o quedan del lado de la seguridad, por ejemplo la relación bilineal conforme a la figura 3.4 (la tensión de compresión y la deformación unitaria de acortamiento se muestran en valores absolutos) con valores de ε_{c3} y ε_{cu3} conforme a la tabla 3.1.

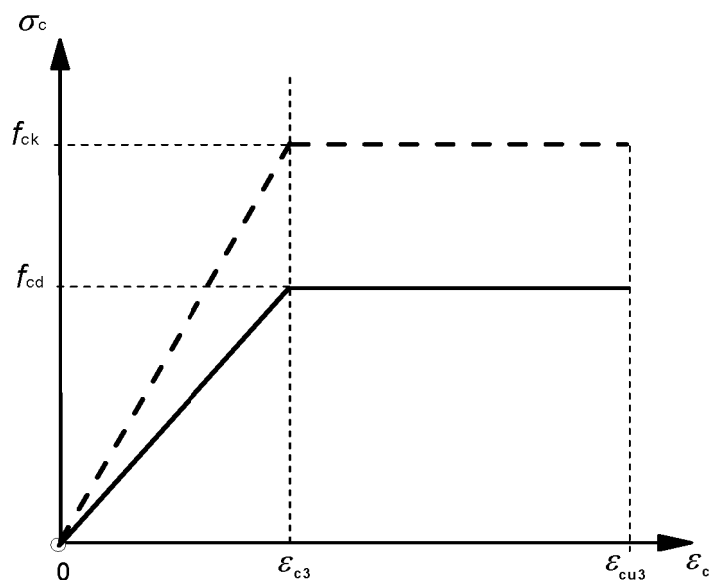


Figura 3.4 – Diagrama bilineal tensión-deformación

(3) Se puede suponer una distribución rectangular de tensiones como se indica en la figura 3.5. El coeficiente λ , que define la profundidad eficaz de la zona de compresión y del coeficiente η que define la resistencia eficaz, se obtiene de:

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

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

y

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

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

NOTA Si la anchura de la zona de compresión disminuye en la dirección de la fibra de compresión extrema, el valor ηf_{cd} se debería reducir un 10%.

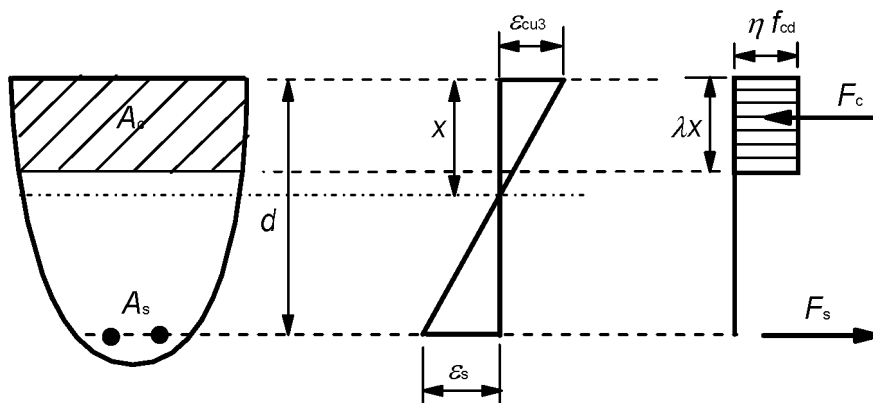


Figura 3.5 – Diagrama rectangular de la tensión

3.1.8 Resistencia a flexotracción

(1) La resistencia media a flexotracción de los elementos del hormigón armado depende de la resistencia a tracción axial y del canto de la sección transversal. Se puede usar la siguiente ecuación:

$$f_{ctm,fl} = \text{máx.} \{ (1,6 - h / 1\,000) f_{ctm}; f_{ctm} \} \quad (3.23)$$

donde

h es el canto total del elemento, en mm;

f_{ctm} es la resistencia media a tracción directa, conforme a la tabla 3.1.

La relación dada en la ecuación (3.23) también se aplica a los valores característicos de resistencia a tracción.

3.1.9 Hormigón confinado

(1) El confinamiento del hormigón produce una modificación de la relación tensión-deformación: se alcanzan una mayor resistencia y mayores deformaciones críticas. Se pueden considerar invariantes para el cálculo las demás características básicas de los otros materiales.

(2) En ausencia de datos más precisos, se puede usar la relación tensión-deformación indicada en la figura 3.6 (deformación unitaria de compresión tomada positiva), con una resistencia característica y una deformación incrementadas conforme a:

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

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

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

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

donde σ_2 ($=\sigma_3$) es la tensión eficaz transversal de compresión en el ELU debida al confinamiento y ε_{c2} y ε_{cu2} se obtienen de la tabla 3.1. El confinamiento se puede generar mediante cercos o estribos, adecuadamente cerrados, los cuales alcanzan la condición de plastificación debido a la expansión transversal del hormigón.

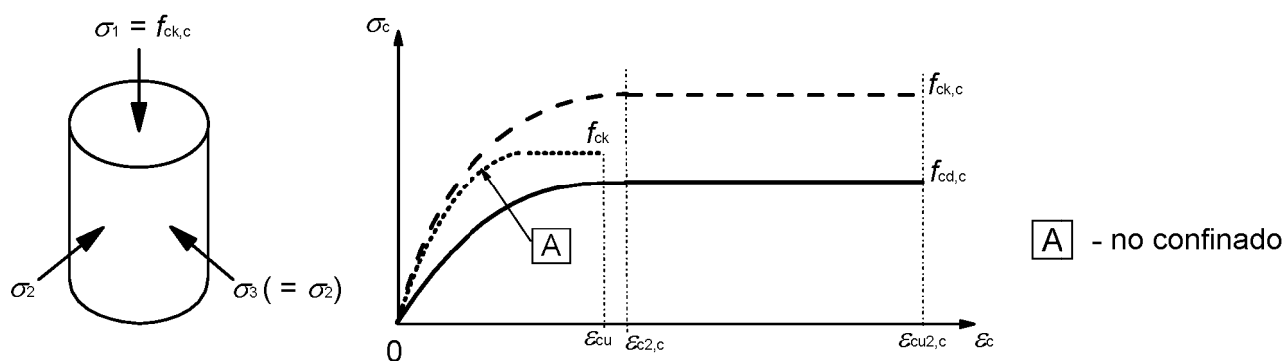


Figura 3.6 – Relación tensión-deformación para hormigón confinado

3.2 Armaduras pasivas

3.2.1 Generalidades

(1)P Los siguientes apartados proporcionan principios y reglas para la armadura constituida por barras, barras provenientes de bobinas, mallas electrosoldadas y celosías de armado. No se aplican a barras revestidas con materiales especiales.

(2)P Los requisitos para las propiedades de la armadura son para el material colocado en el hormigón endurecido. Si las operaciones de la colocación pueden influir en las propiedades de la armadura, entonces esas propiedades se deben comprobar después de estas operaciones.

(3)P Donde se utilicen otros aceros, que no sean conformes con la Norma EN 10080, las propiedades se deben comprobar para que sean conformes con el apartado 3.2.2, el apartado 3.2.6 y el anexo C.

(4)P Las propiedades requeridas para los aceros de la armadura pasiva se deben comprobar usando procedimientos de ensayo conformes con la Norma EN 10080.

NOTA La Norma EN 10080 hace referencia a un límite elástico R_e el cual tiene relación con los valores característicos mínimos y máximos basados en el nivel de calidad de la producción a largo plazo. En contraste, f_{yk} es el límite elástico característico del material basado sólo en aquella armadura utilizada en una estructura particular. No existe una relación directa entre f_{yk} y la característica R_e . Sin embargo, los métodos de evaluación y comprobación del límite elástico indicados en la Norma EN 10080 proporcionan un control suficiente para obtener f_{yk} .

(5) Las reglas de aplicación relacionadas con celosías de armado (véase la Norma EN 10080 para la definición) sólo atañen a aquellas hechas con barras corrugadas. Las celosías de armado realizadas con otros tipos de armadura se pueden definir en documento de idoneidad técnica europeo (DITE) correspondiente.

3.2.2 Propiedades

(1)P El comportamiento de la armadura pasiva viene especificado por las siguientes propiedades:

- límite elástico (f_{yk} o $f_{0,2k}$)
- límite elástico máximo real ($f_{y,m\acute{a}x.}$)
- resistencia a tracción (f_t)
- ductilidad (ϵ_{uk} y f_t/f_{yk})
- capacidad de doblado

- adherencia (f_R , véase el anexo C)
- diámetros nominales y tolerancias
- resistencia a la fatiga
- soldadura
- resistencia a cortante y de soldadura para malla soldada y celosías de armado

(2)P Este Eurocódigo se aplica a armaduras corrugadas y soldables, incluyendo mallas. Los métodos de soldadura permitidos se indican en la tabla 3.4.

NOTA 1 Las características de la armadura necesarias para su uso con este Eurocódigo se indican en el anexo C.

NOTA 2 Las características y reglas para el uso de barras grafiladas en productos prefabricados de hormigón se pueden encontrar en las normas de producto pertinentes.

(3)P Las reglas de aplicación para el proyecto y los detalles constructivos en este Eurocódigo son válidos para un rango de límite elástico característico comprendido entre $f_{yk} = 400$ a 600 MPa.

NOTA El límite superior de f_{yk} dentro de este rango para su uso en cada Estado se puede encontrar en su anexo nacional.

(4)P Las características superficiales de las barras corrugadas deben asegurar la adherencia adecuada con el hormigón.

(5) Se puede suponer una adherencia adecuada cumpliendo con la especificación de proyección del área de corrugas, f_R .

NOTA Los valores mínimos del área relativa de corrugas, f_R se indican en el anexo C.

(6)P La armadura debe tener una capacidad de doblado suficiente para permitir el uso de los diámetros mínimos del mandril indicados en la tabla 8.1 y para permitir que se pueda llevar a cabo el doblado y desdoblado de la armadura.

NOTA Para requisitos de doblado y desdoblado véase el anexo C.

3.2.3 Resistencia

(1)P El límite elástico f_{yk} (o el límite elástico con 0,2% de deformación, $f_{0,2k}$) y la resistencia a tracción f_{tk} se definen, respectivamente, como el valor característico de la carga de fluencia, y la carga máxima característica en axil de tracción axil directa, ambas divididas por el área de la sección transversal nominal.

3.2.4 Propiedades de la ductilidad

(1)P La armadura debe tener una ductilidad adecuada definida como el cociente entre la tensión última y el límite elástico, $(f_t/f_y)_k$ y un alargamiento a carga última, ϵ_{uk} .

(2) La figura 3.7 muestra las curvas tensión-deformación para acero laminado en caliente y conformado en frío.

NOTA Los valores de $k = (f_t/f_y)_k$ y ϵ_{uk} para las clases A, B y C se indican en el anexo C.

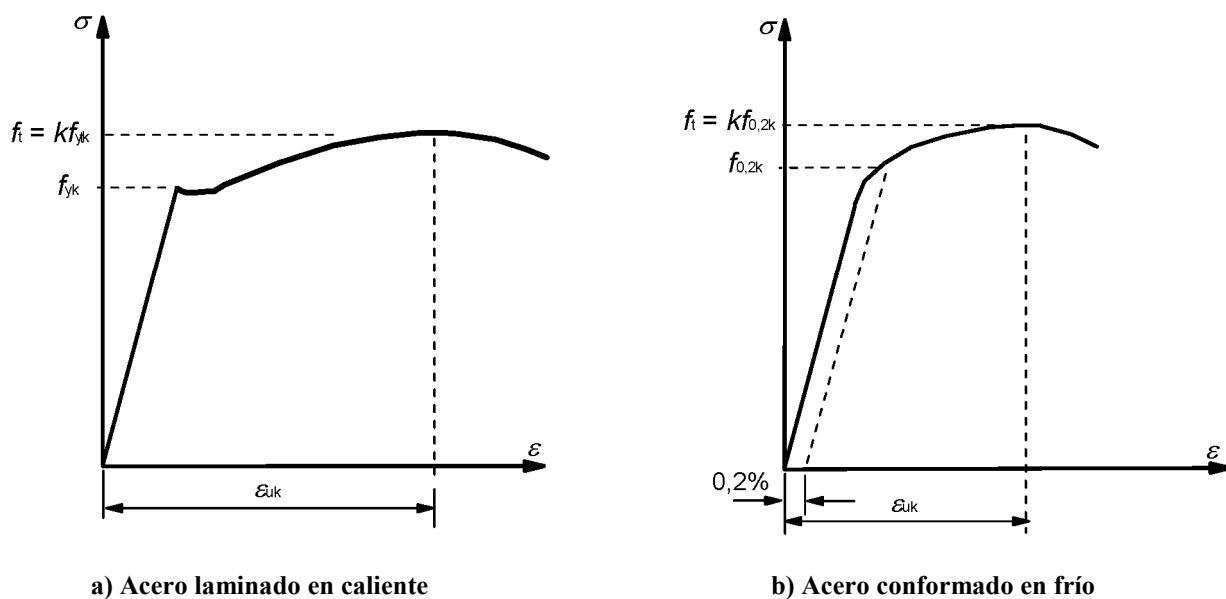


Figura 3.7 – Diagramas tensión-deformación del acero típico para armadura pasiva (se muestran valores absolutos para la tensión de tracción y el alargamiento)

3.2.5 Soldadura

(1)P Los procesos de soldadura para armaduras pasivas deben ser conformes con la tabla 3.4 y la soldadura debe ser conforme a la Norma EN 10080.

Tabla 3.4 – Procesos de soldadura permitidos y ejemplos de aplicación

Caso de carga	Método de soldadura	Barras en tensión ¹	Barras comprimidas ¹
Predominantemente estática [véase 6.8.1 (2)]	Soldadura por resistencia bajo presión	Soldadura a tope	
	Soldadura manual de arco eléctrico y soldadura de arco eléctrico con electrodo de relleno	Soldadura a tope para) $\phi \geq 20$ mm, empalmes, empalmes por solape, uniones cruciformes ³ , empalmes con otros elementos de acero	
	Soldadura de arco eléctrico activo ²	Empalmes, empalmes por solape, uniones crucifor- mes ³ , empalmes con otros elementos de acero	
		—	Soldadura a tope para $\phi \geq 20$ mm
	Soldadura por rozamiento	Soldadura a tope, empalmes con otros elementos de acero	
	Puntos de soldadura por resistencia	Empalme por solape, ⁴ Uniones cruciformes ^{2,4}	
No predominantemente estática [véase 6.8.1 (2)]	Soldadura por resistencia bajo presión	Soldadura a tope	
	Soldadura manual de arco eléctrico	—	Soldadura a tope para $\phi \geq 14$ mm
	Soldadura activa de arco eléctrico ²	—	Soldadura a tope para $\phi \geq 14$ mm
	Puntos de soldadura por resistencia	Empalme por solape, ⁴ empalme cruciforme ^{2,4}	

NOTAS:

1. Sólo se pueden soldar juntas barras con aproximadamente el mismo diámetro nominal.

2. Ratio permitido de barras de diferentes diámetros $\geq 0,57$

3. Para empalmes en apoyo $\phi \leq 16$ mm

4. Para empalmes en apoyo $\phi \leq 28$ mm

(2)P Todas las soldaduras de la armadura pasiva se deben realizar conforme a la Norma EN ISO 17660.

(3)P La resistencia de las uniones soldadas a lo largo de la longitud de anclaje de las mallas electrosoldadas debe ser suficiente para resistir los esfuerzos de cálculo.

(4) Se puede considerar que la resistencia de las uniones soldadas de las mallas electrosoldadas es adecuada si cada unión soldada puede soportar una fuerza rasante no menor del 25% de una fuerza equivalente al límite elástico especificado multiplicado por el área nominal de la sección transversal. Esta fuerza se debería basar en el área del alambre más grueso si ambos son diferentes.

3.2.6 Fatiga

(1)P Donde se requiera la resistencia a la fatiga, ésta se debe comprobar conforme a la Norma EN 10080.

NOTA En el anexo C se proporciona información.

3.2.7 Hipótesis de cálculo

(1) El cálculo debería estar basado en el área nominal de la sección transversal de la armadura y los valores de cálculo que se derivan de los valores característicos indicados en el apartado 3.2.2.

(2) Para un cálculo normal, se puede emplear cualquiera de las siguientes hipótesis (véase la figura 3.8):

a) una rama superior inclinada con un límite de alargamiento de ε_{ud} y una tensión máxima de kf_{yk}/γ_s para ε_{uk} , donde $k = (f_t/f_y)_k$;

b) una rama horizontal superior sin necesidad de comprobar el límite del alargamiento

NOTA 1 El valor de ε_{ud} para su uso en cada Estado se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado es $0,9\varepsilon_{uk}$

NOTA 2 El valor de $(f_t/f_y)_k$ se indica en el anexo C.

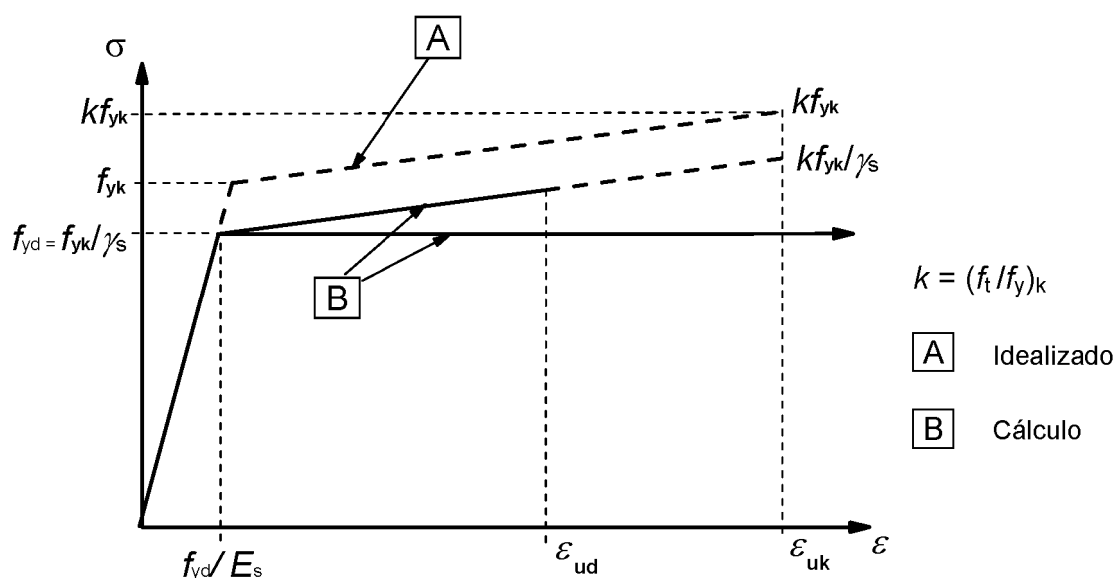


Figura 3.8 – Diagramas idealizados y de cálculo de tensión-deformación para acero de armaduras pasivas (para tracción y compresión)

(3) Se puede aceptar que el valor medio de la densidad es 7850 kg/m^3 .

(4) Se puede suponer que el valor de cálculo del módulo de elasticidad, E_s , es 200 GPa .

3.3 Armaduras activas

3.3.1 Generalidades

(1)P Este apartado se aplica a alambres, barras y cordones utilizados como armaduras activas en estructuras de hormigón.

(2)P Las armaduras activas deben tener un nivel aceptablemente bajo de susceptibilidad a la corrosión bajo tensión.

(3) El nivel de susceptibilidad a la corrosión bajo tensión se puede considerar como aceptablemente bajo si las armaduras activas cumplen los criterios especificados en la Norma EN 10138 o los indicados en el documento de idoneidad técnica europeo (DITE) correspondiente.

(4) Los requisitos para las propiedades de las armaduras activas se refieren a los materiales cuando éstos están colocados en su posición final en la estructura. En caso de que los métodos de producción, ensayo y certificación de la conformidad para las armaduras activas cumplan los criterios de la Norma EN 10138 o del documento de idoneidad técnica europeo (DITE) correspondiente, se puede considerar que se han alcanzado los requisitos de este Eurocódigo.

(5)P En el caso de aceros conformes con este Eurocódigo, los valores de la resistencia a tracción, la tensión que produce una deformación remanente del 0,1% y el alargamiento a carga máxima se especifican en términos de valores característicos; y se designan respectivamente por f_{pk} , $f_{p0,1k}$ y ϵ_{uk} .

NOTA La Norma EN 10138 hace referencia a los valores característicos mínimos y máximos basados en el nivel de calidad de la producción a largo plazo. En contraste, $f_{p0,1k}$ y f_{pk} son el límite elástico característico y resistencia a tracción basados sólo en la armadura activa necesaria para la estructura. No existe una relación directa entre las dos clases de valores. Sin embargo, los valores característicos para la fuerza que produce una deformación remanente del 0,1% $F_{p0,1k}$ dividida por el área de la sección transversal S_n , dada en la Norma EN 10138, junto a los métodos de evaluación y comprobación, proporcionan una comprobación suficiente para obtener el valor de $f_{p0,1k}$.

(6) Si se emplean otros aceros, los cuales no son conformes con la Norma EN 10138, se pueden indicar las propiedades en el documento de idoneidad técnica europeo (DITE) correspondiente.

(7)P Cada producto debe ser claramente identificable respecto al sistema de clasificación indicado en el punto (2)P del apartado 3.3.2.

(8)P Las armaduras activas se deben clasificar, en lo relativo a su relajación, conforme al punto (4)P del apartado 3.3.2, o como se indique en el documento de idoneidad técnica europeo (DITE) correspondiente.

(9)P Cada partida de material debe ir acompañada de un certificado con toda la información necesaria para su identificación con respecto a (i) – (iv) en el punto (2)P del apartado 3.3.2 e información adicional si es necesario.

(10)P No debe haber soldaduras en alambres y barras. Los alambres individuales de cordones metálicos pueden contener soldaduras al tresbolillo hechas antes del estirado en frío.

(11)P Para las armaduras activas suministradas en bobinas, tras el desbobinado de una longitud de alambre o cordón, la flecha de la misma debe cumplir con la Norma EN 10138 salvo que se especifique otra cosa en el documento de idoneidad técnica europeo (DITE) correspondiente.

3.3.2 Propiedades

(1)P Las propiedades de las armaduras activas se indican en las partes 2 y 4 de la Norma EN 10138, o en el documento de idoneidad técnica europeo (DITE) correspondiente.

(2)P Las armaduras activas (alambres, cordones y barras) se deben clasificar conforme a:

- (i) Resistencia, indicando la tensión que produce una deformación remanente del 0,1% ($f_{p0,1k}$) y el cociente entre la resistencia a tracción y la tensión que produce una deformación remanente del 0,1% ($f_{pk} / f_{p0,1k}$) y el alargamiento a carga máxima (ϵ_{uk})
- (ii) Clase, que indica el comportamiento a relajación
- (iii) Dimensiones
- (iv) Características superficiales

(3)P La masa real de las armaduras activas no debe diferir de la masa nominal más allá de los límites especificados en la Norma EN 10138 o la indicada en el documento de idoneidad técnica europeo (DITE) correspondiente.

(4)P En este Eurocódigo, se definen tres clases de relajación:

- Clase 1: alambre o cordón – relajación normal
- Clase 2: alambre o cordón – relajación baja
- Clase 3: barras laminadas y procesadas en caliente

NOTA La Clase 1 no está cubierta por la Norma EN 10138.

(5) Los cálculos del proyecto para las pérdidas debidas a la relajación de las armaduras activas se deberían basar en el valor de ρ_{1000} , la pérdida de relajación (en %) a 1 000 h después del tesado y a una temperatura media de 20 °C (véase la Norma EN 10138 para la definición del ensayo de relajación isotérmica)

NOTA El valor de ρ_{1000} se expresa como una relación de porcentaje de la tensión inicial y se obtiene para una tensión inicial igual a $0,7f_p$ dónde f_p es la resistencia a tracción real de las probetas de armaduras activas. Para el cálculo del proyecto, se usa la resistencia a tracción característica (f_{pk}) y esto se ha tenido en cuenta en las siguientes ecuaciones.

(6) Se puede suponer que los valores para ρ_{1000} sean iguales al 8% para Clase 1, 2,5% para Clase 2 y 4% para Clase 3, o tomados del certificado.

(7) La pérdida de relajación se puede obtener de los certificados de ensayo de los fabricantes o definir como la relación, en porcentaje, de la variación de la tensión de pretensado sobre la tensión de pretensado inicial, aplicando una de las ecuaciones siguientes. Las ecuaciones (3.28) y (3.29) se aplican a los alambres o cordones para armaduras activas normales y de baja relajación respectivamente, mientras la ecuación (3.30) aplica a las barras laminadas y procesadas en caliente.

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

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

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

donde

$\Delta\sigma_{pr}$ es el valor absoluto de las pérdidas por relajación del pretensado;

σ_{pi} para armaduras postesas σ_{pi} es el valor absoluto del pretensado inicial $\sigma_{pi} = \sigma_{pm0}$ [véase también el punto (2) del apartado 5.10.3].

Para armaduras pretesas σ_{pi} es la tensión máxima a tracción que se aplica a la armadura activa menos las pérdidas instantáneas producidas durante el proceso de pretensado, véase el punto (1) (i) del apartado 5.10.4;

t es el tiempo después del tesado (en horas);

$\mu = \sigma_{pi}/f_{pk}$ dónde f_{pk} es el valor característico de la resistencia a tracción de la armadura activa;

ρ_{1000} es el valor de las pérdidas por relajación (en porcentaje), 1 000 h después de tesado y a una temperatura media de 20 °C.

NOTA Cuando las pérdidas por relajación se calculan a diferentes intervalos de tiempo (etapas) y se requiere una mayor exactitud, se debería consultar el anexo D.

(8) Los valores a largo plazo (finales) de las pérdidas de relajación pueden estimarse para un tiempo t igual a 500 000 h (es decir, alrededor de 57 años).

(9) Las pérdidas por relajación son muy sensibles a la temperatura del acero. Si se aplica tratamiento por calor (por ejemplo mediante vapor), se aplica el apartado 10.3.2.1. En caso contrario, cuando esta temperatura es mayor que 50 °C, se deberían comprobar las pérdidas por relajación.

3.3.3 Resistencia

(1)P La tensión que produce una deformación remanente del 0,1% ($f_{p0,1k}$) y el valor característico de la resistencia a tracción (f_{pk}) están definidas como la fuerza que produce una deformación remanente del 0,1% y la carga máxima característica en tensión axial respectivamente, divididas por el área de la sección transversal nominal como se observa en la figura 3.9.

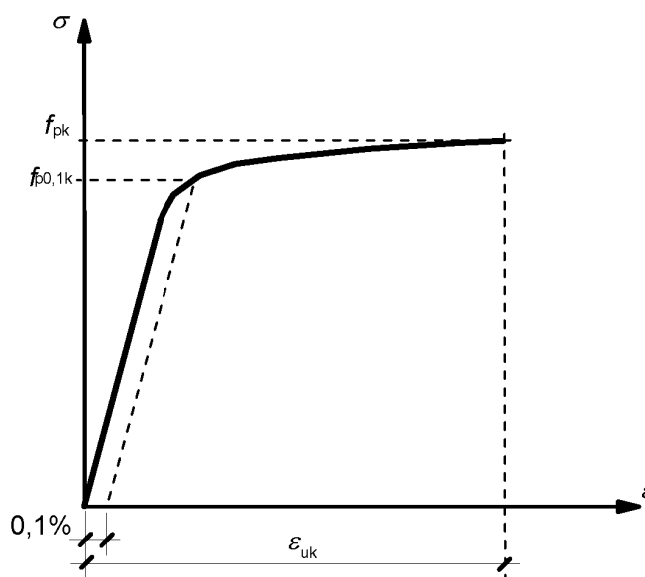


Figura 3.9 – Diagrama tensión-deformación para acero típico de armadura activa (se muestran valores absolutos para la tensión de tracción y el alargamiento)

3.3.4 Propiedades de la ductilidad

(1)P Las armaduras activas deben tener una ductilidad adecuada, como se especifica en la Norma EN 10138

(2) Se puede considerar una ductilidad adecuada en alargamiento si las armaduras activas obtienen el valor específico del alargamiento a carga máxima dado en la Norma EN 10138

(3) Se puede suponer una ductilidad adecuada en flexión si las armaduras activas satisfacen los requisitos de capacidad de doblado de la Norma EN ISO 15630.

(4) Los diagramas de tensión-deformación de las armaduras activas, basados en datos de producción, se deben preparar y poner a disposición por el fabricante como anexo al certificado que acompaña la partida de material (véase el punto (9)P del apartado 3.3.1).

(5) Se puede considerar una ductilidad adecuada a tracción para las armaduras activas si $f_{pk} / f_{p0,1k} \geq k$.

NOTA El valor de k para su uso en cada Estado se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado es 1,1.

3.3.5 Fatiga

- (1)P Las armaduras activas deben tener una resistencia a la fatiga adecuada.
- (2)P El alcance de la resistencia a la sollicitación de fatiga de las armaduras activas debe ser conforme con la Norma EN 10138 o la dada en el documento de idoneidad técnica europeo (DITE) correspondiente.

3.3.6 Hipótesis de cálculo

- (1)P El cálculo estructural se realiza en base a la sección transversal nominal de la armadura activa y los valores característicos f_{pk} , $f_{p0,1k}$ y ϵ_{uk} .
- (2) El valor de cálculo para el módulo de deformación E_p , se puede considerar igual a 205 GPa para alambres y barras. El valor real puede oscilar entre 195 a 210 GPa, según el proceso de fabricación. Los certificados que acompañan la partida de material deberían aportar el valor apropiado.
- (3) El valor de cálculo para el módulo de elasticidad E_p , se puede considerar igual a 195 GPa para cordones. El valor real puede oscilar entre 185 a 205 GPa, según el proceso de fabricación. Los certificados que acompañan la partida de material deberían aportar el valor apropiado.
- (4) Para los cálculos se puede tomar 7850 kg/m^3 como densidad media de las armaduras activas.
- (5) Los valores indicados anteriormente pueden considerarse válidos dentro de un campo de temperatura entre -40°C y $+100^\circ\text{C}$ para armaduras activas en la estructura terminada.
- (6) El valor de cálculo para armadura activa, f_{pd} se toma como $f_{p0,1k}/\gamma_s$ (véase la figura 3.10).
- (7) Para el cálculo de sección transversal se puede tomar cualquiera de las hipótesis siguientes (véase la figura 3.10):
- una rama inclinada, con límite de alargamiento ϵ_{ud} . El cálculo puede también basarse en la relación real tensión-deformación, si ésta se conoce, con tensión por encima del límite elástico reducido de manera análoga a la figura 3.10, o;
 - una rama superior horizontal sin límite de alargamiento.

NOTA El valor de ϵ_{ud} para su uso en cada Estado se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado es $0,9\epsilon_{uk}$. Si no se conocen valores más precisos, los valores recomendados son $\epsilon_{ud} = 0,02$ y $f_{p0,1k}/f_{pk} = 0,9$.

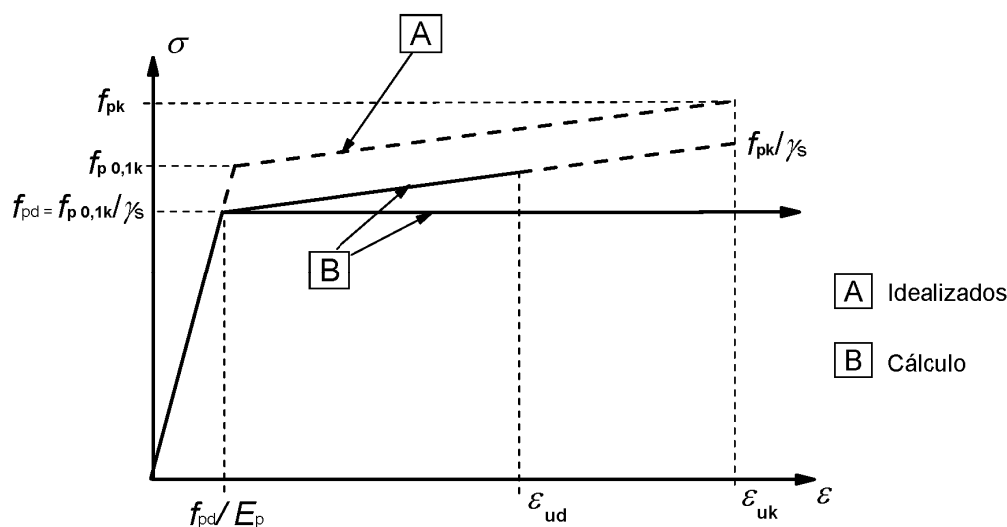


Figura 3.10 – Diagramas tensión-deformación idealizados y de cálculo para acero de armaduras activas (se muestran valores absolutos para la tensión de tracción y el alargamiento)

3.3.7 Armaduras activas en vainas

(1)P Las armaduras activas en vainas (por ejemplo, tendones adherentes en vainas, tendones no adherentes, etc.) deben estar protegidos contra la corrosión de forma adecuada y permanente (véase 4.3).

(2)P Las armaduras activas en vainas deben estar protegidos adecuadamente contra los efectos del fuego (véase la Norma EN 1992-1-2).

3.4 Dispositivos de pretensado

3.4.1 Anclajes y conectadores

3.4.1.1 Generalidades

(1)P El apartado 3.4.1 se aplica a dispositivos de anclaje y de empalme (conectadores) para su uso en construcción con armaduras postesas, donde:

- (i) los anclajes se usan para transmitir las fuerzas de la armadura activa al hormigón en la zona de anclaje;
- (ii) los conectadores se usan para conectar longitudes individuales de armadura activa para generar armadura activa continua.

(2)P Los anclajes y los conectadores para el sistema de pretensado considerado deben cumplir el documento de idoneidad técnica europeo (DITE) correspondiente.

(3)P Los detalles constructivos de zonas de anclaje deben ser conformes con los apartados 5.10, 8.10.3 y 8.10.4.

3.4.1.2 Propiedades mecánicas

3.4.1.2.1 Armaduras activas ancladas

(1)P El montaje de los anclajes de las armaduras activas y el montaje de los conectadores de las armaduras activas deben cumplir con las características de resistencia, alargamiento y fatiga necesarias para cumplir con los requisitos del proyecto.

(2) Se puede suponer que se cumplen los requisitos si:

- (i) Las características de la geometría y material de los componentes del anclaje y el conectador son conformes con el documento de idoneidad técnica europeo (DITE) correspondiente y queda excluido su fallo prematuro.
- (ii) La rotura de la armadura no se provoca por la conexión al anclaje o al conectador.
- (iii) El alargamiento a rotura de los elementos de unión es $\geq 2\%$.
- (iv) Los elementos de unión armadura-anclaje no se sitúan en zonas con altas tensiones.
- (v) Las características a fatiga de los componentes del anclaje y el conectador son conformes al documento de idoneidad técnica europeo (DITE) correspondiente.

3.4.1.2.2 Dispositivos de anclaje y zonas de anclaje

(1)P La resistencia de los dispositivos y las zonas de anclaje debe ser suficiente para transferir la fuerza de la armadura activa al hormigón, y la formación de fisuras en la zona de anclaje no debe perjudicar la función del anclaje.

3.4.2 Armaduras activas externas no adherentes

3.4.2.1 Generalidades

- (1)P Una armadura activa externa no adherente es una armadura activa fuera de la sección de hormigón original, que sólo está conectada a la estructura mediante anclajes y desviadores.
- (2)P El sistema de postesado con armaduras activas no adherentes debe ser conforme con el documento de idoneidad técnica europeo (DITE) correspondiente.
- (3) Los detalles constructivos de armado deberían seguir las reglas indicadas en el apartado 8.10.

3.4.2.2 Anclajes

- (1) El radio mínimo de curvatura de la armadura activa en la zona de anclaje para tendones no adherentes se debería proporcionar en el documento de idoneidad técnica europeo (DITE) correspondiente.

CAPÍTULO 4 DURABILIDAD Y RECUBRIMIENTO DE LA ARMADURA

4.1 Generalidades

(1)P Una estructura durable debe cumplir los requisitos de comportamiento en servicio, resistencia y estabilidad a lo largo de la vida útil para la que ha sido proyectada, sin una pérdida significativa de utilidad o un mantenimiento excesivo no previsto (para requisitos generales véase también la Norma EN 1990).

(2)P Se debe establecer la protección requerida de la estructura considerando el uso previsto, la vida útil para la que ha sido proyectada (véase la Norma EN 1990), el programa de mantenimiento y las acciones.

(3)P Se deben considerar las posibles consecuencias de acciones directas e indirectas, las condiciones ambientales (véase 4.2) y los efectos que de ellas se derivan.

NOTA Los ejemplos incluyen deformaciones debidas a la fluencia y la retracción (véase 2.3.2).

(4) La protección a la corrosión de armaduras de acero depende de la densidad, calidad y espesor del recubrimiento de hormigón (véase 4.4) y de la fisuración (véase 7.3). La densidad y calidad del recubrimiento se alcanzan mediante el control de la relación máxima de agua/cemento y del contenido mínimo de cemento (véase la Norma EN 206-1) y pueden estar relacionadas con una clase resistente mínima de hormigón.

NOTA Se aporta más información en el anexo E.

(5) Donde los anclajes sean inspeccionables y reemplazables, se pueden usar con recubrimientos protectores en situaciones de exposición. En caso contrario, deberían estar constituidos por material resistente a la corrosión.

(6) Se debería considerar ir más allá de los requisitos de este apartado para situaciones especiales (por ejemplo para estructuras de naturaleza temporal o monumental, estructuras sometidas a acciones extremas o inusuales, etc.)

4.2 Condiciones ambientales

(1)P Las condiciones de exposición son condiciones químicas y físicas a las que está expuesta la estructura además de las acciones mecánicas.

(2) Las condiciones ambientales están clasificadas conforme a la tabla 4.1, basada en la Norma EN 206-1.

(3) Además de las condiciones indicadas en la tabla 4.1, se deberían considerar formas particulares de acción agresiva o indirecta, incluyendo:

ataque químico, derivado por ejemplo de:

- el uso del edificio o de la estructura (almacenamiento de líquidos, etc.);
- las soluciones de ácidos o sales de sulfato (Norma EN 206-1, Norma ISO 9690);
- los cloruros contenidos en el hormigón (Norma EN 206-1);
- las reacciones árido-álcali (Norma EN 206-1, Normas Nacionales).

ataque físico, derivado por ejemplo de:

- el cambio de temperatura;
- la abrasión [véase el punto (13) del apartado 4.4.1.2];
- la penetración de agua (Norma EN 206-1).

Tabla 4.1 – Clases de exposición relacionadas con las condiciones ambientales conforme a la Norma EN 206-1

Designación de la clase	Descripción del entorno	Ejemplos informativos donde pueden existir las clases de exposición
1. Sin riesgo de ataque por corrosión		
X0	Para hormigón sin armadura o metal embebido: todas las exposiciones salvo donde haya ataque hielo/deshielo, abrasión o ataque químico Para hormigón con armadura o metal embebido: muy seco	Hormigón dentro de edificios con un nivel de humedad ambiental muy bajo
2. Corrosión inducida por carbonatación		
XC1	Seco o permanentemente húmedo	Hormigón dentro de edificios con nivel de humedad ambiental muy bajo. Hormigón permanentemente sumergido en agua
XC2	Húmedo, raramente seco	Superficies de hormigón sometidas al contacto con agua un periodo de largo tiempo. Muchas cimentaciones
XC3	Humedad moderada	Hormigón dentro de edificios con humedad ambiental moderada o elevada Hormigón en el exterior, protegido de la lluvia
XC4	Sequedad y humedad cíclicas	Superficies de hormigón sometidas al contacto con agua, no incluidas en la clase de exposición XC2
3. Corrosión inducida por cloruros		
XD1	Humedad moderada	Superficies del hormigón expuestas a cloruros en la atmósfera
XD2	Húmedo, raramente seco	Piscinas Componentes de hormigón expuestos a aguas industriales que contienen cloruros
XD3	Sequedad y humedad cíclicas	Partes de puentes expuestos al riego conteniendo cloruros Pavimentos Losas en aparcamientos de coches
4. Corrosión inducida por cloruros de agua marina		
XS1	Exposición al aire saturado de sal pero no en contacto directo con el agua del mar	Estructuras cerca de o en la costa
XS2	Permanentemente sumergida	Partes de estructuras marinas
XS3	Zonas de mareas, salpicaduras y aspersiones	Partes de estructuras marinas
5. Ataque hielo/deshielo		
XF1	Moderada saturación de agua, sin productos de deshielo	Superficies verticales de hormigón expuestas a lluvia y hielo
XF2	Moderada saturación de agua, con productos de deshielo	Superficies verticales de hormigón de estructuras de carretera expuestas a congelación y al ambiente de productos de deshielo
XF3	Alta saturación de agua, sin los productos de deshielo	Superficies horizontales de hormigón expuestas a lluvia y hielo
XF4	Alta saturación de agua con productos de deshielo o agua del mar	Plataformas de carretera y tableros de puente expuestos a productos de deshielo. Superficies de hormigón expuestas directamente a la aspersión conteniendo productos de deshielo
6. Ataque químico		
XA1	Ambiente de una débil agresividad química conforme a la tabla 2 de la Norma EN 206-1	Terrenos naturales y aguas subterráneas
XA2	Ambiente de una moderada agresividad química conforme a la tabla 2 de la Norma EN 206-1	Terrenos naturales y aguas subterráneas
XA3	Ambiente de una alta agresividad química conforme a la tabla 2 de la Norma EN 206-1	Terrenos naturales y aguas subterráneas

NOTA La composición del hormigón afecta tanto a la protección de la armadura como a la resistencia al ataque del hormigón. El anexo E proporciona clases resistentes indicativas para las clases particulares de exposición ambiental. Esto puede conducir a la elección de unas clases resistentes más elevadas que las requeridas para el cálculo estructural. En tales casos el valor de f_{cm} se debería asociar con la mayor resistencia para el dimensionamiento de la armadura mínima y el control de abertura de fisura (véanse desde el 7.3.2 hasta el 7.3.4).

4.3 Requisitos para durabilidad

(1)P Para alcanzar la vida útil de proyecto requerida para la estructura, deben tomarse las medidas adecuadas para proteger cada elemento estructural contra las acciones ambientales relevantes.

(2)P Se deben incluir los requisitos para la durabilidad al considerar los siguientes aspectos:

- Concepción estructural
- Selección de los materiales
- Detalles constructivos
- Ejecución
- Control de calidad
- Inspección
- Comprobaciones
- Medidas especiales (por ejemplo uso de acero inoxidable, recubrimientos, protección catódica)

4.4 Métodos de comprobación

4.4.1 Recubrimiento de hormigón

4.4.1.1 Generalidades

(1)P El recubrimiento de hormigón es la distancia entre la superficie exterior de la armadura (incluyendo cercos, estribos y refuerzos, y armadura de piel donde sea necesaria) más cercana a la superficie de hormigón, y la superficie de hormigón más cercana.

(2)P Se debe especificar en los planos el recubrimiento nominal. Se define como el recubrimiento mínimo, c_{min} . (véase 4.4.1.2) más una tolerancia para considerar la desviación, Δc_{dev} (véase 4.4.1.3):

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

4.4.1.2 Recubrimiento mínimo, $c_{min.}$

(1)P Se debe disponer un recubrimiento mínimo de hormigón, $c_{min.}$, que garantice:

- la transmisión segura de las tensiones de adherencia (véanse también los capítulos 7 y 8);
- la protección del acero frente a la corrosión (durabilidad);
- una resistencia adecuada frente al fuego (véase véase la Norma EN 1992-1-2).

(2)P Se debe emplear el mayor que los valores de $c_{min.}$ que satisfaga los requisitos tanto para condiciones de adherencia como ambientales.

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

donde

- $c_{\min,b}$ recubrimiento mínimo debido al requisito de adherencia, véase el punto (3) del apartado 4.4.1.2
- $c_{\min,dur}$ recubrimiento mínimo debido a las condiciones ambientales, véase el punto (5) del apartado 4.4.1.2
- $\Delta c_{dur,\gamma}$ término de seguridad adicional, véase el punto (6) del apartado 4.4.1.2
- $\Delta c_{dur,st}$ reducción del recubrimiento mínimo por el uso de acero inoxidable, véase el punto (7) del apartado 4.4.1.2
- $\Delta c_{dur,add}$ reducción del recubrimiento mínimo por el uso de protección adicional, véase el punto (8) del apartado 4.4.1.2

(3) Con el fin de transmitir las fuerzas de adherencia con seguridad y con el fin de asegurar la adecuada compactación del hormigón, el recubrimiento mínimo no debería ser menor que $c_{\min,b}$ dado en la tabla 4.2.

Tabla 4.2 – Recubrimiento mínimo, $c_{\min,b}$, requisitos relacionados con la adherencia

Requisitos de adherencia	
Distribución de barras	Recubrimiento mínimo $c_{\min,b}$ *
Barras aisladas	Diámetro de la barra
Grupo de barras	Diámetro equivalente (ϕ_h) (véase 8.9.1)
* Si el tamaño nominal máximo del árido es mayor que 32 mm, $c_{\min,b}$ se debería aumentar en 5 mm.	

NOTA Los valores de $c_{\min,b}$ para vainas circulares y rectangulares en armaduras postesas adherentes, y en armaduras pretesas, para su uso en un Estado, se pueden encontrar en su anexo nacional. Los valores recomendados para vainas con armaduras postesas son:

vainas circulares: diámetro;

vainas rectangulares: mayor que la menor dimensión o la mitad de la mayor dimensión.

No hay requisitos para más de 80 mm tanto para vainas circulares como rectangulares.

Los valores recomendados para armaduras pretesas son:

1,5 × diámetro de cordón o alambre liso;

2,5 × diámetro de alambre grafilado.

(4) Para las armaduras activas (tendones pretensados), el recubrimiento mínimo del anclaje debería ser conforme con el documento de idoneidad técnica europeo (DITE) correspondiente.

(5) Los valores del recubrimiento mínimo para las armadura pasiva y activa en hormigón de densidad normal, teniendo en cuenta las clases de exposición y las clases estructurales, vienen dados por $c_{\min,dur}$.

NOTA La clasificación estructural y los valores de $c_{\min,dur}$ para su uso en un Estado se pueden encontrar en su anexo nacional. La clase estructural recomendada (para una vida útil de proyecto de 50 años) es S4 para las resistencias indicativas del hormigón indicadas en el anexo E y las modificaciones recomendadas a la clase estructural se dan en la tabla 4.3N. La clase estructural mínima recomendada es S1.

Los valores recomendados de $c_{\min,dur}$ se indican en las tablas 4.4N (armadura pasiva) y 4.5N (armadura activa).

Tabla 4.3N – Clasificación estructural recomendada

Clase estructural							
Criterio	Clase de exposición conforme a la tabla 4.1						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1	XD2/XS1	XD3/XS2/XS3
Vida útil del proyecto de 100 años	Se aumenta 2 clases	Se aumenta 2 clases	Se aumenta 2 clases	Se aumenta 2 clases	Se aumenta 2 clases	Se aumenta 2 clases	Se aumenta 2 clases
Clase de Resistencia ^{1) 2)}	$\geq C30/37$ Se reduce 1 clase	$\geq C30/37$ Se reduce 1 clase	$\geq C35/45$ Se reduce 1 clase	$\geq C40/50$ Se reduce 1 clase	$\geq C40/50$ Se reduce 1 clase	$\geq C40/50$ Se reduce 1 clase	$\geq C45/55$ Se reduce 1 clase
Elemento con geometría de placa (la posición de la armadura no se ve afectada por el proceso de construcción)	Se reduce 1 clase	Se reduce 1 clase	Se reduce 1 clase	Se reduce 1 clase	Se reduce 1 clase	Se reduce 1 clase	Se reduce 1 clase
Control de calidad especial asegurado de la producción del hormigón	Se reduce 1 clase	Se reduce 1 clase	Se reduce 1 clase	Se reduce 1 clase	Se reduce 1 clase	Se reduce 1 clase	Se reduce 1 clase
1) La clase resistente y el coeficiente a/c se consideran valores relacionados. Se puede considerar una composición especial (tipo de cemento, valor a/c, filler) con la intención de producir permeabilidad baja. 2) El límite se puede reducir en una clase resistente si se aplica una oclusión de aire de más del 4%.							

Tabla 4.4N – Valores de recubrimiento mínimo, $c_{\min, \text{dur}}$, requeridos en relación con la durabilidad para las armaduras pasivas conforme a la Norma EN 10080

Requisito ambiental para $c_{\min, \text{dur}}$ (mm)							
Clase estructural	Clase de exposición conforme con la tabla 4.1						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

Tabla 4.5N – Valores de recubrimiento mínimo $c_{\min, \text{dur}}$, requeridos en relación con la durabilidad para las armaduras activas

Requisito ambiental para $c_{\min, \text{dur}}$ (mm)							
Clase estructural	Clase de exposición conforme con la tabla 4.1						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
S1	10	15	20	25	30	35	40
S2	10	15	25	30	35	40	45
S3	10	20	30	35	40	45	50
S4	10	25	35	40	45	50	55
S5	15	30	40	45	50	55	60
S6	20	35	45	50	55	60	65

(6) Se debería aumentar el recubrimiento de hormigón mediante el término adicional de seguridad $\Delta c_{dur,\gamma}$.

NOTA El valor de $\Delta c_{dur,\gamma}$ para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado es 0 mm.

(7) Si se ha usado acero inoxidable o donde se hayan tomado otras medidas especiales, se puede reducir el recubrimiento mínimo en $\Delta c_{dur,st}$. En estos casos, se deberían considerar las consecuencias en todas las propiedades relevantes de los materiales, incluida la adherencia.

NOTA El valor de $\Delta c_{dur,add}$ para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado, sin más especificaciones, es de 0 mm.

(8) Para hormigón con protección adicional (por ejemplo un recubrimiento protector) el recubrimiento mínimo se puede reducir a $\Delta c_{dur,add}$.

NOTA El valor de $\Delta c_{dur,add}$ para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado sin más especificaciones es de 0 mm.

(9) En el caso de hormigón vertido *in situ* contra otros elementos de hormigón (prefabricado o *in situ*), el recubrimiento mínimo de hormigón de la armadura a la junta se puede reducir a un valor que corresponde al requisito para adherencia (véase el punto (3) anterior) siempre y cuando:

- la clase resistente del hormigón sea de al menos C25/30;
- el tiempo de exposición de la superficie de hormigón en un ambiente al exterior sea corto (< a 28 días);
- la interfaz de la junta sea rugosa.

(10) Para armaduras activas no adherentes el recubrimiento se debería disponer conforme al documento de idoneidad técnica europeo (DITE) correspondiente.

(11) Para superficies irregulares (por ejemplo áridos al descubierto), se debería aumentar el recubrimiento mínimo en al menos 5 mm.

(12) Donde se prevean ciclos de hielo/deshielo o ataque químico en el hormigón (Clases XF y XA) se debería prestar especial atención a la composición del hormigón (véase el capítulo 6 de la Norma EN 206-1). Un recubrimiento conforme con el apartado 4.4 es normalmente suficiente para este tipo de situaciones.

(13) Para la abrasión del hormigón se debería prestar especial atención a los áridos según la Norma EN 206-1. Opcionalmente se puede permitir la abrasión del hormigón aumentando el recubrimiento de hormigón (capa de sacrificio). En este caso, se debería aumentar el recubrimiento mínimo c_{min} en k_1 para la clase de abrasión XM1, en k_2 para XM2 y en k_3 para XM3.

NOTA La clase de abrasión XM1 indica una abrasión moderada como la de elementos en áreas industriales transitadas por vehículos con neumáticos. La clase de abrasión XM2 indica una abrasión intensa como la de elementos en áreas industriales transitadas por carretillas de horquillas con ruedas de neumáticos o de goma sólida. La clase de abrasión XM3 indica abrasión extrema como la de elementos en áreas industriales transitadas por carretillas de horquillas con ruedas de elastómero o de acero o vehículos de cadenas. Los valores de k_1 , k_2 y k_3 para su uso en un Estado se pueden encontrar en su anexo nacional. Los valores recomendados son 5 mm, 10 mm y 15 mm.

4.4.1.3 Margen en el cálculo para tener en cuenta las desviaciones

(1) Para calcular el recubrimiento nominal c_{nom} se debe añadir en el proyecto una parte al recubrimiento mínimo tal que permita la desviación (Δc_{dev}). El recubrimiento mínimo requerido se debe aumentar en el valor absoluto de la desviación negativa permitida.

NOTA El valor de Δc_{dev} para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado es 10 mm.

(2) Para edificios, la Norma ENV 13670-1 proporciona la desviación permitida. Esto es, en circunstancias normales, también suficiente para otros tipos de estructuras. Se debería tener en cuenta cuando se elige el valor nominal del recubrimiento para el proyecto. Se debería usar en los cálculos el valor nominal del recubrimiento e indicarlo en los planos, a no ser que se especifique un valor diferente al del valor nominal del recubrimiento (por ejemplo valor mínimo).

(3) En ciertas situaciones se puede reducir la desviación permitida, y por lo tanto su margen en el recubrimiento, Δc_{dev} .

NOTA La reducción en Δc_{dev} en tales circunstancias para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. Los valores recomendados son:

- si la fabricación depende de un sistema de aseguramiento de la calidad cuya supervisión incluye mediciones del recubrimiento del hormigón, se puede reducir el margen en el cálculo para la desviación Δc_{dev} :

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

- si se puede asegurar que se utiliza un dispositivo de medición muy exacto para supervisar las operaciones y rechazar los elementos no conformes (por ejemplo: elementos prefabricados), se puede reducir el margen en el cálculo para la desviación Δc_{dev} :

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

(4) En el caso de hormigón encofrado con superficies irregulares, generalmente se debería aumentar el recubrimiento nominal en el proyecto para incluir mayores desviaciones (Δc_{dev}). El aumento debería cumplir con la diferencia producida por las irregularidades, pero el recubrimiento nominal debería ser al menos k_1 mm para hormigón encofrado contra un terreno preparado (incluido el cegado) y k_2 mm para hormigón encofrado directamente contra el suelo. El recubrimiento de la armadura para cualquier característica de la superficie, como por ejemplo los acabados nervados o áridos expuestos, se debería aumentar también con el fin de paliar las irregularidades de la superficie [véase el punto (11) del apartado 4.4.1.2 8].

NOTA Los valores de k_1 y k_2 para su uso en cada Estado pueden encontrarse en su anexo nacional. Los valores recomendados son de 40 mm y 75 mm.

CAPÍTULO 5 CÁLCULO ESTRUCTURAL

5.1 Generalidades

5.1.1 Requisitos generales

(1)P El objetivo del cálculo estructural es establecer la distribución tanto de las fuerzas y momentos internos como de las tensiones, deformaciones y desplazamientos sobre toda la estructura o parte de ella. Se debe realizar un cálculo local adicional cuando sea necesario.

NOTA Normalmente, mediante el cálculo se obtendrá la distribución de las fuerzas internas y momentos, y en base a los efectos de dichas acciones la completa comprobación o demostración de la resistencia de las secciones transversales; sin embargo, para ciertos elementos en particular, los métodos de cálculo que se usan (por ejemplo cálculo mediante elementos finitos) proporcionan tensiones, deformaciones y desplazamientos en lugar de fuerzas internas y momentos. Se requieren métodos especiales para el uso de estos resultados con el fin de obtener la apropiada comprobación.

(2) Los cálculos locales pueden ser necesarios cuando el cálculo de la distribución lineal de las deformaciones no es válido, por ejemplo:

- cerca de apoyos;
- zonas bajo cargas concentradas;
- intersecciones viga-soporte;
- zonas de anclaje;
- cambios de sección transversal.

(3) En campos de planos de tensiones se puede emplear un método simplificado para determinar la armadura.

NOTA Se aporta un método simplificado en el anexo F

(4)P Se deben llevar a cabo cálculos mediante la utilización de modelos tanto de la geometría como del comportamiento de la estructura. Los modelos seleccionados deben ser apropiados al problema considerado.

(5)P En el proyecto se debe considerar tanto el efecto de la geometría como las propiedades de la estructura en su comportamiento en cada etapa de la construcción.

(6) Algunas idealizaciones de comportamiento comunes usadas en cálculo son:

- comportamiento lineal elástico (véase 5.4);
- comportamiento lineal elástico con redistribución limitada (véase 5.5);
- comportamiento plástico (véase 5.6), incluyendo modelos de bielas y tirantes (véase 5.6.4);
- comportamiento no lineal (véase 5.7).

(7) En edificación, los efectos de los esfuerzos cortantes y axiales sobre las deformaciones de elementos lineales y placas se pueden ignorar si parecen ser menores del 10% de los producidos por la flexión.

5.1.2 Requisitos especiales para cimentaciones

(1)P Si la interacción suelo-estructura tiene una influencia significativa en los efectos de las acciones en la estructura, se deben tener en cuenta las propiedades del suelo y los efectos de la interacción conforme a la Norma EN 1997-1.

NOTA Para más información relativa al proyecto de cimentaciones superficiales véase el anexo G.

(2) Para el proyecto de cimentaciones superficiales se pueden usar modelos apropiadamente simplificados para la descripción de la interacción suelo-estructura.

NOTA Normalmente, se pueden ignorar los efectos de la interacción suelo-estructura para zapatas aisladas y encepados.

(3) Se debería tener en cuenta la interacción entre los pilotes, los encepados y el suelo sobre el que se apoyan para el cálculo de la resistencia individual de los pilotes.

(4) Cuando los pilotes se coloquen en varias filas, se debería evaluar la acción sobre cada pilote teniendo en cuenta la interacción entre los pilotes.

(5) Se puede ignorar esta interacción cuando la distancia libre entre pilotes es mayor que dos veces el diámetro del pilote.

5.1.3 Casos de carga y combinaciones

(1)P Al considerar las combinaciones de las acciones, véase el capítulo 6 de la Norma EN 1990, se deben tener en cuenta los casos relevantes para establecer en todas las secciones las condiciones de proyecto críticas, dentro o en parte de la estructura considerada.

NOTA Cuando se requiera una simplificación en el número de las distribuciones de cargas para su uso en un Estado, hay que referirse a su anexo nacional. Se recomiendan las siguientes distribuciones de cargas simplificadas para edificación:

- (a) tramos alternados que soportan cargas de cálculo variables y permanentes ($\gamma_Q Q_k + \gamma_G G_k + P_m$), los demás tramos llevan sólo la carga de cálculo permanente, $\gamma_G G_k + P_m$ y
- (b) dos tramos adyacentes cualesquiera que llevan cargas de cálculo variables y permanentes ($\gamma_Q Q_k + \gamma_G G_k + P_m$). El resto de tramos sólo llevan la carga de cálculo permanente $\gamma_G G_k + P_m$.

5.1.4 Efectos de segundo orden

(1)P Se deben tener en cuenta efectos de segundo orden (véase el capítulo 1 de la Norma EN 1990), si pueden afectar a la estabilidad general de la estructura de manera significativa, y para cumplir el estado límite último en secciones críticas.

(2) Se deberían tener en cuenta los efectos de segundo orden de acuerdo con el apartado 5.8.

(3) Para edificación, se pueden ignorar los efectos de segundo orden por debajo de ciertos límites [véase el punto (6) del apartado 5.8.2].

5.2 Imperfecciones geométricas

(1)P Se deben tener en cuenta los efectos desfavorables de posibles desviaciones en la geometría de la estructura y en la posición de las cargas en el cálculo de elementos y estructuras.

NOTA Las desviaciones en las dimensiones de secciones transversales se consideran normalmente en los factores que influyen en la seguridad de los materiales. Estos no se deberían incluir en el cálculo estructural. La excentricidad mínima para el cálculo de secciones transversales se indica en el punto (4) del apartado 6.1.

(2)P Se deben tener en cuenta las imperfecciones en estados límite últimos en las situaciones de proyecto persistente y accidental.

(3) No es necesario considerar las imperfecciones para estados límite de servicio.

(4) las siguientes disposiciones se aplican a elementos bajo compresión axial y estructuras con carga vertical, principalmente en edificios. Los valores numéricos están relacionados con desviaciones de ejecución normal (Clase 1 en la Norma ENV 13670). Con el uso de otras desviaciones (por ejemplo Clase 2), los valores se deberían ajustar apropiadamente.

(5) Las imperfecciones pueden estar representadas por una inclinación, θ_i dada por:

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

donde

θ_0 es el valor básico;

α_h es el coeficiente de reducción para longitud o altura $\alpha_h = 2 / \sqrt{l}; 2/3 \leq \alpha_h \leq 1$;

α_m es el coeficiente de reducción por número de elementos $\alpha_m = \sqrt{0,5 (1 + 1/m)}$;

l es la longitud o altura [m], véase el punto (6);

m es el número de elementos verticales que contribuyen al efecto total.

NOTA El valor de θ_0 para su uso en el Estado se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado es 1/200.

(6) En la ecuación (5.1), la definición de l y m depende del efecto considerado, para el cual se pueden distinguir tres casos principales (véase también la figura 5.1):

- Efecto en elemento aislado: l = longitud real del elemento, $m = 1$.
- Efecto en sistema arriostrado: l = altura del edificio, m = número de elementos verticales que contribuyen a la fuerza horizontal en el sistema arriostrado.
- Efecto en forjados o cubiertas que distribuyen las cargas horizontales: l = altura de la planta, m = número de elementos verticales en la(s) planta(s) que contribuyen a la fuerza horizontal total sobre el suelo.

(7) Para elementos aislados (véase 5.8.1) se puede tener en cuenta el efecto de las imperfecciones de dos maneras alternativas, a) o b):

a) como una excentricidad, e_i dada por

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

donde l_0 es la longitud eficaz (o de pandeo), véase el apartado 5.8.3.2.

Para muros y soportes aislados en sistemas arriostrados, $e_i = l_0 / 400$ se puede usar siempre como una simplificación, correspondiente a $\alpha_h = 1$.

b) como una fuerza transversal, H_i en la posición que da el momento máximo:

para elementos no arriostrados (véase la figura 5.1 a1) :

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

para elementos arriostrados (véase la figura 5.1 a2):

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

donde N es la carga axil

NOTA La excentricidad es adecuada para elementos determinados estáticamente, mientras que la carga transversal se puede usar tanto para elementos determinados como indeterminados. La fuerza H_i se puede sustituir por alguna otra acción transversal equivalente.

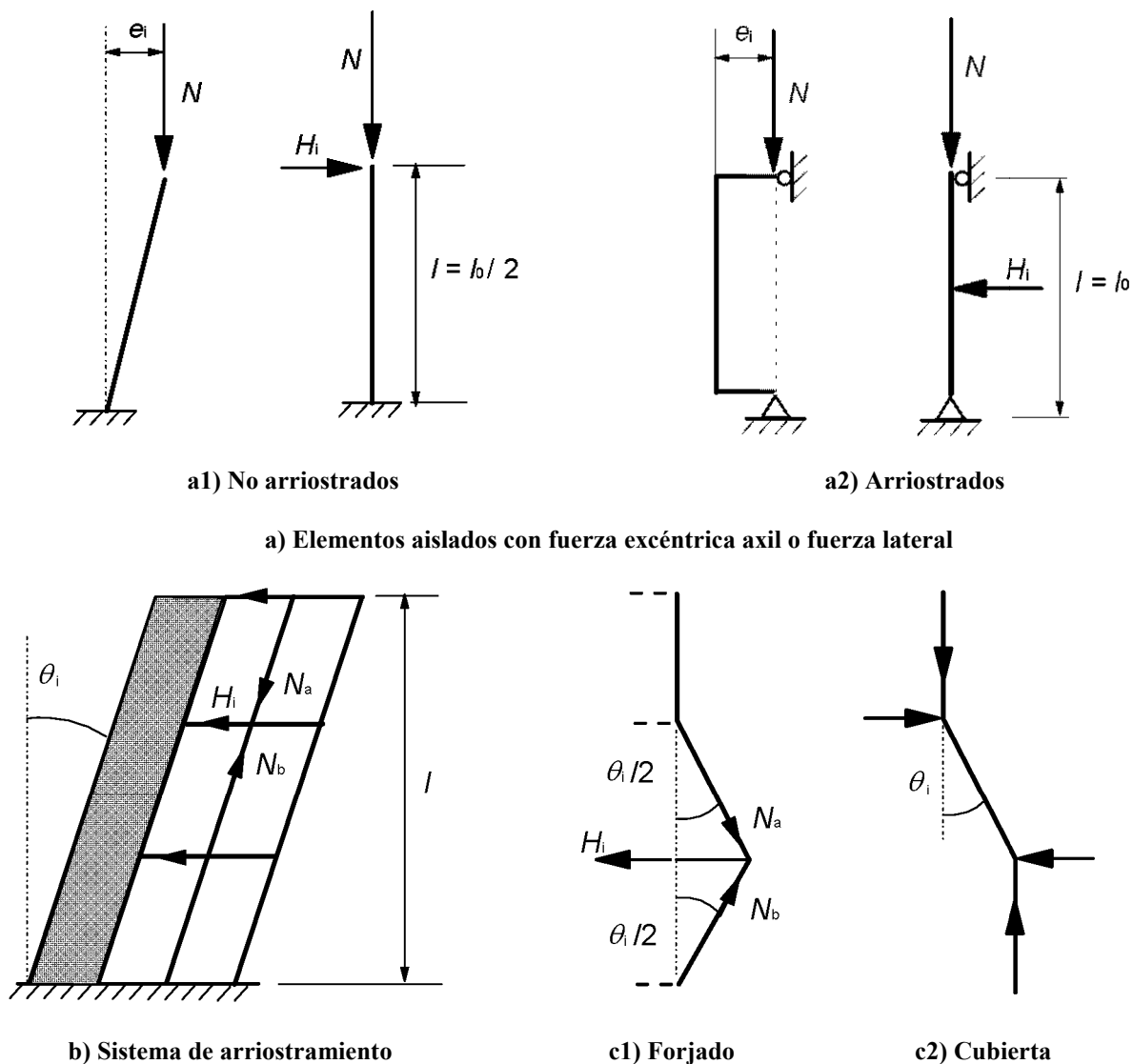


Figura 5.1 – Ejemplos del efecto de las imperfecciones geométricas

(8) Para estructuras, el efecto de la inclinación θ_i se puede representar por fuerzas transversales, para ser incluido en el cálculo junto con otras acciones.

Efecto en el sistema de arriostrado, (véase la figura 5.1 b)

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

Efecto en el forjado, (véase la figura 5.1 c1)

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

Efecto en la cubierta, (véase la figura 5.1 c2):

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

donde N_a y N_b son fuerzas longitudinales que contribuyen a H_i .

(9) Como una alternativa simplificada para muros y soportes aislados en sistemas de arriostrados, se puede emplear una excentricidad $e_1 = l_0/400$ para cubrir las imperfecciones relacionadas con desviaciones de ejecución normales [véase el punto (4) del apartado 5.2].

5.3 Idealización de la estructura

5.3.1 Modelos estructurales para cálculo de conjunto

(1)P Los elementos de una estructura se clasifican considerando su naturaleza y función, como vigas, pilares, losas, muros, placas, arcos, láminas, etc. Se proporcionan reglas para el cálculo de los elementos más comunes y de las estructuras constituidas por combinación de estos elementos.

(2) Para edificaciones se aplican las disposiciones incluidas desde el punto (3) hasta el punto (7):

(3) Una viga es un elemento cuya luz no es menor que tres veces el canto total de la sección. En caso contrario, se debería considerar como una viga de gran canto.

(4) Una losa es un elemento para el cual la dimensión mínima del panel no es menor que cinco veces el espesor total de la losa.

(5) Una losa sujeta a cargas distribuidas principalmente de manera uniforme se puede considerar como vano unidireccional, si:

- posee dos bordes libres (sin apoyar) y sensiblemente paralelos, o
- es la parte central de una losa sensiblemente rectangular apoyada en cuatro bordes con una relación del vano más largo al más corto mayor que 2

(6) Las losas nervadas o reticuladas no necesitan ser tratadas como elementos discretos con en los cálculos, siempre y cuando el ala o la capa de compresión estructural y los nervios transversales tengan una rigidez a torsión suficiente. Esto se puede suponer si se asegura que:

- el espacio entre nervios no es mayor que 1 500 mm;
- la canto del nervio por debajo del ala no es mayor que 4 veces su anchura;
- el canto del ala es al menos 1/10 de la distancia libre entre nervios o 50 mm, cualquiera que sea mayor;
- se disponen nervios transversales en una distancia libre que no sea mayor que 10 veces el canto total de la losa.

El espesor mínimo del ala de 50 mm se puede reducir a 40 mm si se incorporan bloques permanentes entre los nervios.

(7) Un pilar es un elemento en el cual el canto de la sección no es mayor que 4 veces su anchura y la altura es al menos 3 veces el canto total de la sección. En caso contrario, se debería considerar como un muro.

5.3.2 Datos geométricos

5.3.2.1 Anchura eficaz de las alas (todos los estados límite)

(1)P La anchura eficaz del ala de vigas en T, en las cuales se pueden suponer unas condiciones de tensión uniforme, depende de la dimensión del alma y del ala, del tipo de carga, de la luz, de las condiciones de apoyo y de la armadura transversal.

(2) La anchura eficaz del ala se debería basar en la distancia l_0 entre puntos de momento nulo, que pueden obtenerse de la figura 5.2.

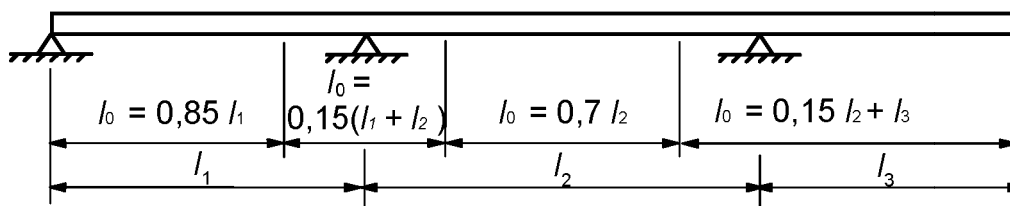


Figura 5.2 – Definición de l_0 para el cálculo de la anchura eficaz del ala

NOTA La longitud de la viga en voladizo l_3 debería ser menos de la mitad de la luz del vano adyacente y la relación entre luces de vanos adyacentes debería estar comprendida entre 2/3 y 1,5.

(3) La anchura eficaz del ala b_{eff} para una viga en T o una viga en L se puede obtener de:

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

donde

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

y

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

(para los símbolos, véanse las figuras 5.2 y 5.3)

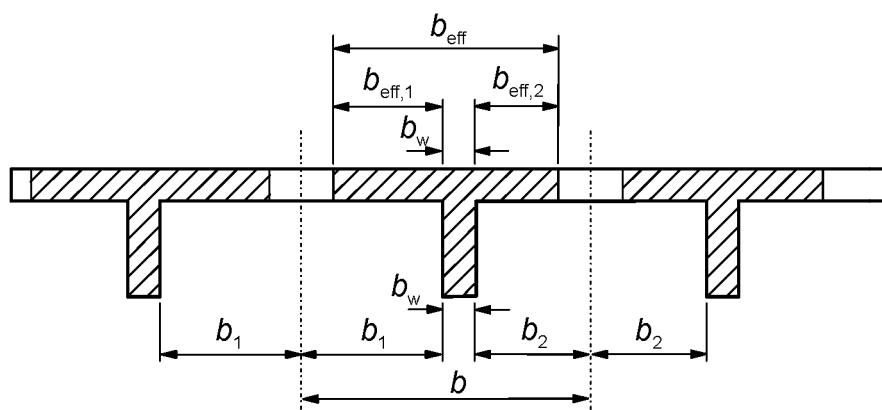


Figura 5.3 – Parámetros de la anchura eficaz del ala

(4) Para un cálculo estructural que no requiera gran precisión, se puede suponer una anchura constante en toda la luz del vano. Se debería adoptar el valor aplicable a la sección del vano.

5.3.2.2 Luz eficaz de vigas y losas en edificación

NOTA Las disposiciones siguientes han sido proporcionadas principalmente para cálculo de elementos. Algunas de estas simplificaciones se pueden usar para cálculo de pórticos cuando se considere apropiado.

(1) La luz eficaz, l_{eff} , de un elemento se debería calcular de la manera siguiente:

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

donde

l_n es la distancia libre entre las caras de los apoyos;

Los valores para a_1 y a_2 en cada extremo del vano, se pueden definir a partir de los valores apropiados de a_1 en la figura 5.4, donde t es la anchura del elemento de apoyo, tal como se indica.

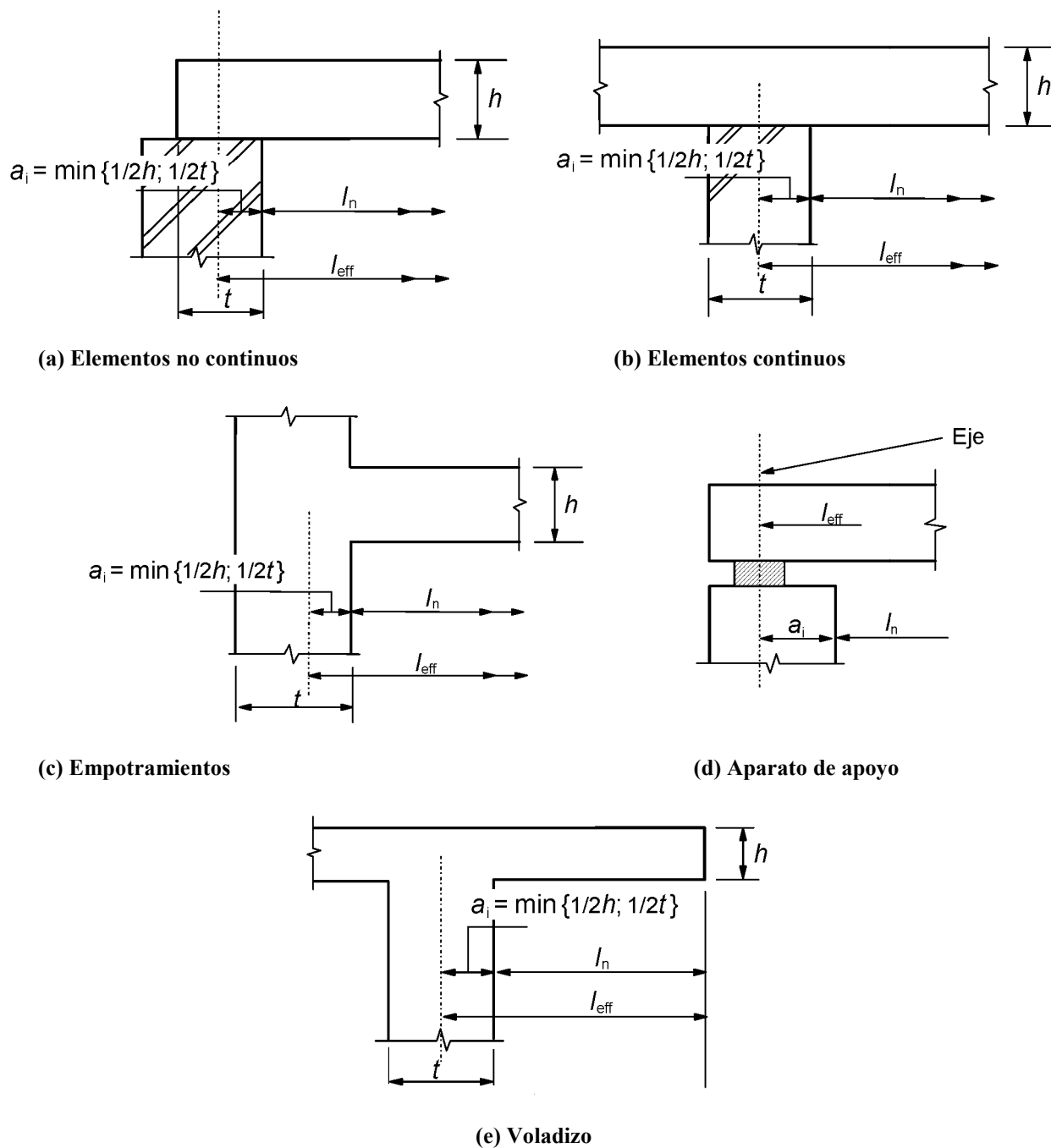


Figura 5.4 – Luz eficaz (l_{eff}) para diferentes condiciones de apoyo

- (2) Las losas y vigas continuas se pueden calcular, generalmente, bajo la hipótesis de que los apoyos no restringen el giro.
- (3) Si una viga o losa es monolítica con sus soportes, se debería tomar el momento de cálculo crítico en el apoyo como el existente en la cara del apoyo. El momento de cálculo y reacción transferido al elemento de apoyo (por ejemplo un soporte, un muro, etc.) se debería considerar, generalmente, como el mayor que los valores elásticos o redistribuidos.

NOTA El momento en la cara del apoyo no debería ser menor que 0,65 veces el correspondiente al momento de empotramiento.

- (4) Independientemente del método de cálculo utilizado, si una viga o losa es continua sobre un apoyo que se puede considerar que no proporciona ninguna restricción al giro (por ejemplo, sobre muros), el cálculo del momento en el apoyo, calculado sobre la base de una luz igual a la distancia entre centros de apoyos, se puede reducir en una cantidad ΔM_{Ed} como sigue:

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

donde

$F_{Ed,sup}$ es la reacción de cálculo del apoyo;

t es la longitud del apoyo [véase la figura 5.4 (b)].

NOTA Si se usan aparatos de apoyo, se debería tomar t como la longitud del aparato de apoyo.

5.4 Cálculo lineal elástico

- (1) Se puede emplear un cálculo lineal de elementos basado en la teoría de la elasticidad tanto para estados límite últimos como de servicio.
- (2) Se puede emplear un cálculo lineal para la determinación de los efectos de las acciones, suponiendo:
- i) secciones transversales no fisuradas;
 - ii) relación tensión-deformación lineal; y
 - iii) valor medio del módulo de elasticidad.
- (3) Se puede suponer una rigidez reducida correspondiente a las secciones fisuradas, despreciando la rigidización por la colaboración del hormigón entre fisuras (tension stiffening) pero incluyendo los efectos de fluencia, para efectos de deformación térmica, asentos y retracción en el estado límite último (ELU). Para el estado límite de servicio (ELS) se debería considerar una evolución gradual de fisuras.

5.5 Cálculo elástico lineal con redistribución limitada

- (1)P Se debe tener en cuenta en todos los aspectos del proyecto la influencia de cualquier redistribución de momentos.
- (2) Se puede aplicar el cálculo lineal con redistribución limitada al proyecto de elementos estructurales para la comprobación del ELU.
- (3) Los momentos en ELU proyectados usando un cálculo lineal elástico se pueden redistribuir, siempre y cuando la distribución resultante de los momentos permanezca en equilibrio con las cargas aplicadas.
- (4) En vigas o losas continuas las cuales:
- a) están sometidas principalmente a flexión, y

b) tienen una relación entre las luces de vanos adyacentes entre 0,5 y 2

se puede realizar una redistribución de momentos flectores sin comprobación explícita de la capacidad de giro, siempre y cuando:

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

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

$\geq k_5$ si se emplea armadura de Clase B y Clase C (véase el anexo C);

$\geq k_6$ si se emplea armadura de Clase A (véase el anexo C).

donde

δ es la relación entre el momento redistribuido y el momento de flector elástico;

x_u es la profundidad de la fibra neutra en el estado límite último después de la redistribución;

d es el canto útil de la sección.

NOTA Los valores de k_1 , k_2 , k_3 , k_4 , k_5 y k_6 para su uso en un Estado se pueden encontrar en su anexo nacional. Los valores recomendados son: $k_1 = 0,44$; $k_2 = 1,25 (0,6 + 0,0014/\epsilon_{cu2})$, $k_3 = 0,54$, $k_4 = 1,25 (0,6 + 0,0014/\epsilon_{cu2})$, $k_5 = 0,7$ y $k_6 = 0,8$. ϵ_{cu2} es la deformación última conforme a la tabla 3.1.

(5) La redistribución no se debería realizar en circunstancias en las que la capacidad de giro no se pueda definir con seguridad (por ejemplo en las esquinas de pórticos pretensados).

(6) Para el proyecto de pilares, se deberían usar los momentos elásticos de la acción de la estructura sin ninguna redistribución.

5.6 Cálculo plástico

5.6.1 Generalidades

(1)P Los métodos basados en cálculo plástico sólo se deben usar para la comprobación en ELU.

(2)P La ductilidad de las secciones críticas debe ser suficiente para que se forme el mecanismo previsto.

(3)P El cálculo plástico se debería basar tanto en el método límite inferior (estático) como en el método límite superior (cinemático).

NOTA Un anexo nacional puede hacer referencia a información complementaria no contradictoria.

(4) Generalmente se pueden ignorar los efectos de aplicaciones previas de carga, y se puede suponer un incremento monótono de la intensidad de las acciones.

5.6.2 Cálculo plástico para vigas, estructuras y losas

(1)P Se puede usar un cálculo plástico sin ninguna comprobación directa de la capacidad de giro para el estado límite último si se cumplen las condiciones del punto (2)P del apartado 5.6.1.

(2) Se puede considerar que se cumple con la ductilidad requerida sin una comprobación explícita si se cumplen todos los puntos siguientes:

i) el área de armadura a tracción es limitado de modo que, en cualquier sección

$$x_u/d \leq 0,25 \text{ para clases de resistencia del hormigón } \leq C50/60$$

$$x_u/d \leq 0,15 \text{ para clases de resistencia del hormigón } \geq C55/67$$

- ii) la armadura pasiva es clase B o C
- iii) la relación de momentos en los apoyos intermedios respecto a los momentos en el vano debería estar comprendida entre 0,5 y 2

(3) Los pilares se deberían comprobar para los momentos plásticos máximos que pueden transmitirse mediante los elementos de unión. Para uniones a losas planas este momento se debería incluir en el cálculo del punzonamiento.

(4) Cuando se realiza el cálculo plástico de las losas, se debería tener en cuenta cualquier refuerzo no uniforme, fuerzas de tracción en esquinas y torsión en bordes libres.

(5) Se pueden extender los métodos plásticos a losas no macizas (nervadas, alveoladas, reticuladas) si su respuesta es similar a la respuesta de una losa maciza, particularmente con respecto a los efectos de torsión.

5.6.3 Capacidad de giro

(1) El procedimiento simplificado para vigas continuas y losas continuas unidireccionales se basa en la capacidad de giro de las zonas de viga/losa sobre una longitud de aproximadamente 1,2 veces el canto de la sección. Se supone que estas zonas son sometidas a una deformación plástica (formación de rótulas plásticas) bajo la combinación relevante de acciones. Se considera satisfecha la comprobación del giro plástico en el estado límite último si demuestra que, bajo la combinación relevante de acciones, el giro calculado θ_s es menor o igual al giro plástico permitido (véase la figura 5.5).

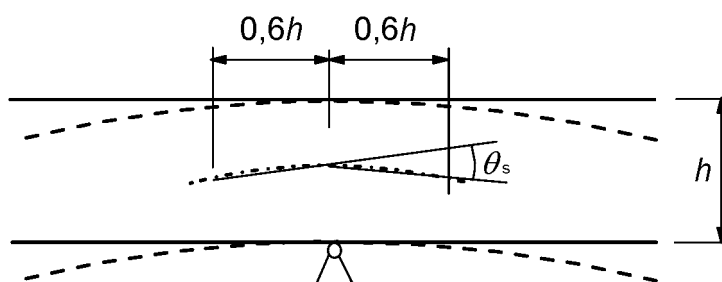


Figura 5.5 – Giro plástico θ_s de las secciones de hormigón armado para vigas continuas y losas continuas unidireccionales

(2) En regiones de rótulas plásticas, x_u/d no debería superar 0,45 para clases de hormigón menores o iguales a C50/60, ni 0,35 para clases de hormigón superiores o iguales a C55/67.

(3) Se debería determinar el giro θ_s basado en los valores de cálculo para las acciones y materiales, así como en los valores medios del pretensado en el tiempo adecuado.

(4) En el procedimiento simplificado, se puede determinar el giro plástico permitido multiplicando el giro plástico permitido $\theta_{pl,d}$ por un coeficiente de corrección k_λ que depende de la esbeltez a cortante.

NOTA Los valores de $\theta_{pl,d}$ para su uso en un Estado se pueden encontrar en su anexo nacional. Los valores recomendados para aceros de Clase B y C (el uso de acero de Clase A no se recomienda para cálculo de plástico) y clases resistentes del hormigón menores o iguales a C50/60 y C90/105 se indican en la figura 5.6N.

Los valores para las clases resistentes de hormigón C55/67 a C90/105 se pueden interpolar adecuadamente. Los valores son aplicables para una esbeltez a cortante $\lambda = 3,0$. Para otros valores de esbeltez a cortante $\theta_{pl,d}$ se debería multiplicar por k_λ :

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

Donde λ es la relación entre la distancia entre los puntos de momento nulo y máximo después de la redistribución y el canto útil d .

Como simplificación, λ se puede calcular para los valores de cálculo concomitantes del momento flector y del esfuerzo cortante:

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

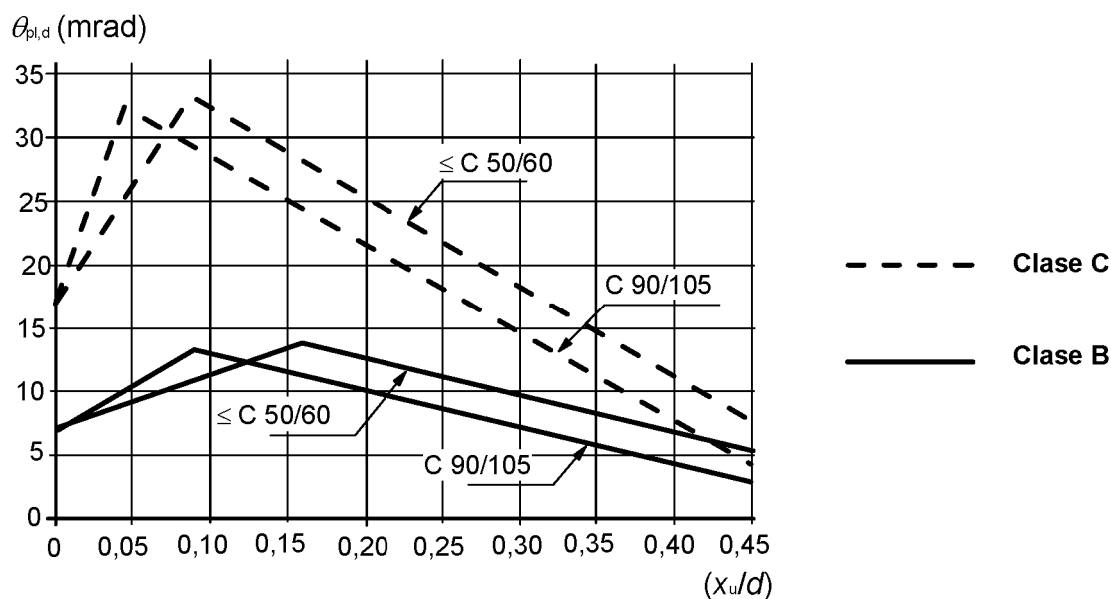


Figura 5.6N – Valor básico de giro permitido $\theta_{pl,d}$ para secciones de hormigón armado con armaduras de Clase B y C. Los valores se aplican a esbeltez a cortante $\lambda=3,0$

5.6.4 Cálculo mediante modelos de bielas y tirantes

- (1) Los modelos de bielas y tirantes se pueden usar para el proyecto en ELU de regiones de continuidad (estado fisurado en vigas y losas, véase desde el apartado 6.1 hasta el 6.4), y para el cálculo en ELU y detalles constructivos de regiones de discontinuidad (véase 6.5). En general, estas regiones de discontinuidad se extienden hasta una distancia h (canto de la sección de un elemento) de la discontinuidad. Los modelos de bielas y tirantes se pueden usar también para elementos en los que se supone una distribución lineal dentro de la sección transversal, por ejemplo deformación plana.
- (2) Los modelos de bielas y tirantes se pueden usar también para las comprobaciones en ELS, por ejemplo la comprobación de tensiones en el acero y el control de la abertura de fisura, si se asegura la compatibilidad aproximada para modelos de bielas y tirantes (en particular la posición y dirección de las bielas importantes debería orientarse conforme a la teoría de elasticidad lineal).
- (3) Los modelos de bielas y tirantes consisten en bielas que representan campos de tensión de compresión, de tirantes que representan la armadura, y de los nudos de conexión. Las fuerzas en los elementos de un modelo de bielas y tirantes se deberían determinar manteniendo el equilibrio con las cargas aplicadas en ELU. Se deberían dimensionar los elementos de los modelos de bielas y tirantes conforme a las reglas indicadas en el apartado 6.5.
- (4) Los tirantes de un modelo de bielas y tirantes deberían coincidir en posición y dirección con la armadura pasiva correspondiente.
- (5) Algunos medios para desarrollar modelos de bielas y tirantes son la adopción de trayectorias y distribuciones de tensión a partir de la teoría de elasticidad lineal o mediante el método de la trayectoria de las cargas. Todos los modelos de bielas y tirantes se podrían optimizar de acuerdo con métodos energéticos.

5.7 Cálculo no lineal

- (1) Se pueden usar métodos de cálculo no lineales tanto para ELU como para ELS, asegurando las condiciones de equilibrio y compatibilidad, y suponiendo un comportamiento no lineal adecuado para los materiales. El cálculo puede ser de primer o segundo orden.
- (2) En el estado límite último se debería comprobar, teniendo en cuenta adecuadamente las incertidumbres, la capacidad por parte de las secciones críticas locales para absorber cualquier deformación inelástica derivada de los cálculos.
- (3) Para estructuras principalmente sometidas a cargas estáticas, se pueden generalmente ignorar los efectos de aplicaciones previas de carga, y se puede suponer un incremento monótono de la intensidad de las acciones.
- (4)P Si se emplea un cálculo no lineal, Se deben usar las características de los materiales que representen la rigidez de manera realista, pero que tengan en cuenta las incertidumbres de fallo. Sólo se deben usar formatos de cálculo válidos dentro del campo de aplicación pertinente.
- (5) Para estructuras más esbeltas, en las cuales no se pueden ignorar los efectos de segundo orden, se puede usar el método de cálculo dado en el apartado 5.8.6.

5.8 Cálculo de efectos de segundo orden con carga axial

5.8.1 Definiciones

Flexión biaxial: flexión simultánea sobre dos ejes principales

Elementos o sistemas arriostrados: elementos estructurales o subsistemas, los cuales en el cálculo y el proyecto se supone que no contribuyen a la estabilidad horizontal global de la estructura.

Elementos o sistemas de arriostramiento: elementos estructurales o subsistemas los cuales en el cálculo y el proyecto se supone que contribuyen a la estabilidad horizontal global de la estructura.

Pandeo: fallo debido a la inestabilidad de un elemento o estructura bajo una compresión axial perfecta y sin carga transversal.

NOTA El "pandeo puro", como ha sido definido anteriormente, no es un estado límite relevante en estructuras reales debido a imperfecciones y cargas transversales, pero se puede usar la carga nominal de pandeo como parámetro en algunos métodos para cálculo de segundo orden.

Carga de pandeo: la carga para la que se produce el pandeo; para elementos elásticos aislados es sinónimo de la carga de Euler.

Longitud eficaz: una longitud utilizada para tener en cuenta la forma de la curva de deformación; se puede definir también como longitud de pandeo, es decir, la longitud de un pilar biarticulado con fuerza normal constante, que tiene la misma sección transversal y carga de pandeo que el elemento actual.

Efectos de primer orden: efectos de acción calculados sin consideración del efecto de las deformaciones estructurales, pero incluyendo imperfecciones geométricas.

Elementos aislados: elementos que están aislados, o elementos de una estructura que por razones de cálculo se pueden tratar como elementos aislados; ejemplos de elementos aislados con diferentes condiciones de contorno se muestran en la figura 5.7.

Momento nominal de segundo orden: un momento de segundo orden usado en ciertos métodos de cálculo, dando un momento total compatible con la resistencia última de la sección transversal [véase el punto (2) del apartado 5.8.5].

Efectos de segundo orden: efectos de acción adicionales causados por deformaciones estructurales.

5.8.2 Generalidades

(1)P Este apartado trata de elementos y estructuras en las cuales el comportamiento estructural está significativamente influenciado por los efectos de segundo orden (por ejemplo pilares, muros, pilotes, arcos y láminas). En estructuras con un sistema de arriostramiento elástico se pueden producir efectos globales de segundo orden.

(2)P Si se tienen en cuenta los efectos de segundo orden, véase el punto (6), se debe comprobar el equilibrio y la resistencia en el estado deformado. Se deben calcular las deformaciones teniendo en cuenta los efectos relevantes de fisuración, propiedades no lineales de los materiales y fluencia.

NOTA En un cálculo que suponga lineales las propiedades de los materiales, se puede tener esto en cuenta mediante la reducción de los valores de la rigidez, véase el apartado 5.8.7.

(3)P Donde sea relevante, el cálculo lineal debe incluir el efecto de flexibilidad de los elementos contiguos y las cimentaciones (interacción suelo-estructura).

(4)P Se debe considerar el comportamiento estructural en la dirección en la cual se pueden producir las deformaciones, y cuando sea necesario se debe tener en cuenta la flexión biaxial.

(5)P Se deben tener en cuenta las incertidumbres en la geometría y en la posición de cargas axiales como efectos adicionales de primer orden basados en imperfecciones geométricas, véase el apartado 5.2.

(6) Los efectos de segundo orden se pueden ignorar si son menores del 10% de los correspondientes a efectos de primer orden. Se aportan criterios simplificados para elementos aislados en el apartado 5.8.3.1 y para estructuras en el apartado 5.8.3.3.

5.8.3 Criterios simplificados para efectos de segundo orden

5.8.3.1 Criterio de esbeltez para elementos aislados

(1) Como una alternativa al punto (6) del apartado 5.8.2, los efectos de segundo orden se pueden ignorar si la esbeltez λ (como se define en 5.8.3.2) es menor que cierto valor λ_{lim}

NOTA El valor de λ_{lim} para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado se obtiene de:

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

donde

$A = 1 / (1 + 0,2 \varphi_{ef})$ (si φ_{ef} no es conocido, se puede usar $A = 0,7$);

$B = 1 + \sqrt{1 + 2\omega}$ (si ω no es conocido, se puede usar $B = 1,1$);

$C = 1,7 - r_m$ (si r_m no es conocido, se puede usar $C = 0,7$);

φ_{ef} = coeficiente de fluencia eficaz, véase el apartado 5.8.4;

$\omega = A_s f_{yd} / (A_c f_{cd})$; cuantía mecánica de la armadura;

A_s = es el área total de la armadura pasiva longitudinal;

$n = N_{Ed} / (A_c f_{cd})$; esfuerzo axial relativo;

$r_m = M_{01} / M_{02}$; relación entre momentos;

M_{01}, M_{02} son los momentos de empotramiento de primer orden, $|M_{02}| \geq |M_{01}|$.

Si los momentos de empotramiento M_{01} y M_{02} producen tracciones en el mismo lado, r_m se debería tomar como positivo (es decir $C \leq 1,7$), en otro caso como negativo (es decir $C < 1,7$).

En los siguientes casos, r_m se debería tomar como 1,0 (es decir $C = 0,7$):

- para elementos arriostrados en los cuales los momentos de primer orden surgen sólo o predominantemente debidos a imperfecciones o cargas transversales;
- para elementos sin arriostrar en general.

(2) En casos con flexión biaxial el criterio de esbeltez se puede comprobar de manera separada para cada dirección. Dependiendo de los resultados de esta comprobación, los efectos de segundo orden: (a) se pueden ignorar en ambas direcciones, (b) se deberían tener en cuenta en una dirección o, (c) se deberían tener en cuenta en ambas direcciones.

5.8.3.2 Esbeltez y longitud eficaz de elementos aislados

(1) La esbeltez mecánica se define de la manera siguiente:

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

donde

l_0 es la longitud eficaz (o de pandeo), véase desde el punto (2) del apartado 5.8.3.2 al punto (7) del apartado 5.8.3.2;

i es el radio de giro de la sección de hormigón sin fisurar.

(2) Para una definición general de la longitud eficaz, véase el apartado 5.8.1. En la figura 5.7 se proporcionan ejemplos de longitud eficaz para elementos aislados con sección transversal constante.

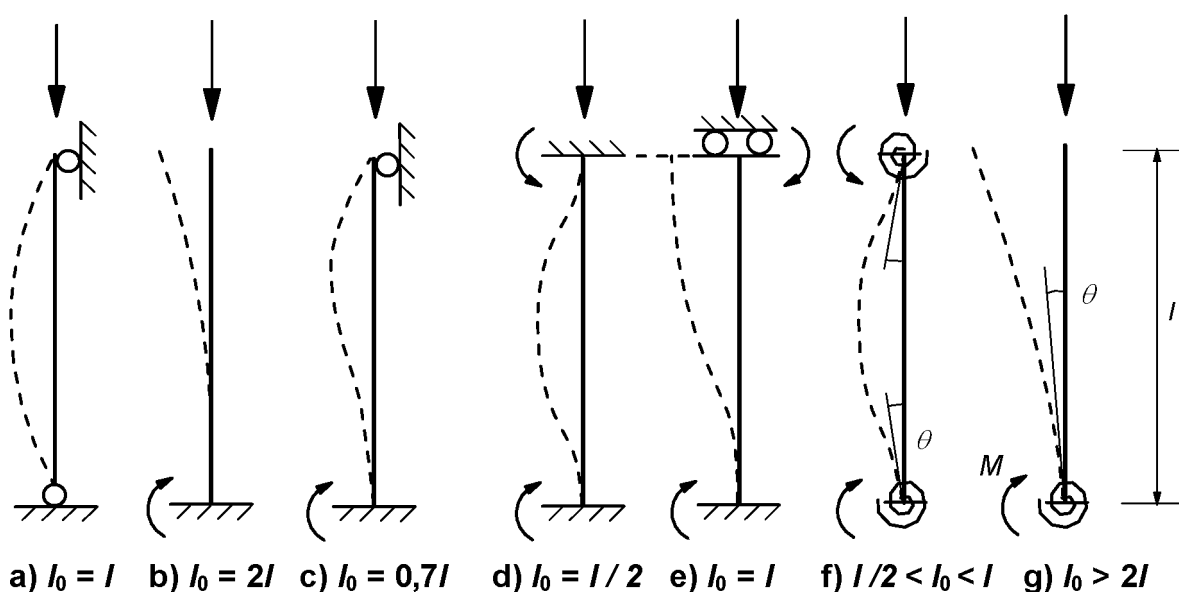


Figura 5.7 – Ejemplos de diferentes modos de pandeo y sus correspondientes longitudes eficaces para elementos aislados

(3) En elementos comprimidos en pórticos regulares, se debería comprobar el criterio de esbeltez (véase 5.8.3.1) con una longitud eficaz l_0 determinada de la manera siguiente:

Elementos arriostrados [véase la 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 no arriostrados [véase la figura 5.7 (g)]:

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

donde

k_1 y k_2 son las flexibilidades relativas de las coacciones al giro en los extremos 1 y 2 respectivamente:

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

θ es el giro de los elementos coaccionados para el momento flector M ; véanse también las figuras 5.7 (f) y 5.7 (g);

EI es la rigidez a flexión del elemento de compresión, véanse también los apartados 5.8.3.2 (4) y 5.8.3.2 (5);

l es la altura libre entre coacciones extremas del elemento comprimido.

NOTA $k = 0$ es el límite teórico para coacción rígida al giro y $k = \infty$ representa el límite sin coacción. Dado que el empotramiento completo es raro en la práctica, se recomienda un valor mínimo de 0,1 para k_1 y k_2 .

(4) Si en un nudo un elemento comprimido adyacente (pilar) puede contribuir al giro durante el pandeo, entonces (EI / l) debería reemplazarse en la definición de k por $[(EI / l)_a + (EI / l)_b]$, donde a y b representan el elemento de compresión (pilar) por encima y por debajo del nudo de unión.

(5) En la definición de longitudes eficaces, la rigidez de los elementos de coacción debería incluir el efecto de fisuras, a no ser que se puedan presentar sin fisuras en ELU.

(6) Para otros casos que no sean los definidos en los puntos (2) y (3), por ejemplo elementos con fuerza normal y/o sección transversal variables, se debería comprobar el criterio del apartado 5.8.3.1 con una longitud eficaz basada en la carga de pandeo (calculada por ejemplo mediante un método numérico):

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

donde

EI es una rigidez representativa a flexión;

N_B es la carga de pandeo expresada en términos de este EI (en la ecuación (5.14), i debería corresponder también a este EI).

(7) Se puede permitir en el cálculo de la longitud eficaz de los muros el efecto de coacción de los muros transversales mediante el coeficiente β dado en el apartado 12.6.5.1. Entonces, en la ecuación (12.9) y en la tabla 12.1, se sustituye l_w por l_0 determinada conforme al apartado 5.8.3.2.

5.8.3.3 Efectos de segundo orden globales en edificación

(1) Como alternativa al punto (6) del apartado 5.8.2, los efectos de segundo orden globales en edificación se pueden ignorar si:

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

donde

$F_{V,Ed}$ es la carga vertical total (en elementos de arriostramiento y elementos arriostrados);

n_s es el número de pisos;

L es la altura total del edificio por encima del nivel de la coacción al momento;

E_{cd} es el valor de cálculo del módulo de elasticidad del hormigón, véase el punto (3) del apartado 5.8.6;

I_c es el momento de inercia del área (sección de hormigón sin fisurar) del elemento de arriostramiento.

NOTA El valor de k_1 para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado es 0,31.

La ecuación (5.18) sólo es válida si se cumplen todas las condiciones siguientes:

- no domina la inestabilidad por torsión, es decir, la estructura es razonablemente simétrica;
- las deformaciones a cortante globales son despreciables (como en sistema de arriostramiento que consiste principalmente en muros de cortante sin grandes aberturas);
- los elementos de arriostramiento están fijados rígidamente a la base, es decir, los giros son despreciables.
- la rigidez de los elementos de arriostramiento es razonablemente constante a lo largo de la altura;
- la carga total vertical aumenta aproximadamente la misma cantidad por piso.

(2) En la ecuación (5.18), k_1 se puede reemplazar por k_2 si se puede comprobar que los elementos de arriostramiento no se fisuran en el estado límite último.

NOTA 1 El valor de k_2 para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado es 0,62.

NOTA 2 Para casos donde el sistema arriostrado tiene deformaciones a cortante significativas y/o giros en los extremos, véase el anexo H (el cual también proporciona el contexto de las reglas mencionadas anteriormente).

5.8.4 Fluencia

(1)P En un cálculo de segundo orden se debe tener en cuenta el efecto de la fluencia, con la debida consideración tanto de las condiciones generales para fluencia (véase 3.1.4) como de la duración de las diferentes cargas en la combinación de cargas que se analiza.

(2) Se puede tener en cuenta de forma simplificada la duración de las cargas, a través de un coeficiente efectivo de fluencia φ_{ef} el cual, usado en combinación con la cargas de proyecto, proporciona la deformación de fluencia (curvatura) correspondiente a las cargas cuasipermanentes.

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

donde

$\varphi_{(\infty, t_0)}$ es el coeficiente de fluencia final conforme al apartado 3.1.4;

M_{0Eqp} es el momento flector de primer orden en la combinación de cargas cuasipermanente (ELS);

M_{0Ed} es el momento flector de primer orden en la combinación de cargas de cálculo (ELU).

NOTA También es posible basar φ_{ef} en momentos flectores totales M_{Eqp} y M_{Ed} pero esto requiere iterar y una comprobación de la estabilidad bajo cargas cuasipermanentes con $\varphi_{ef} = \varphi_{(\infty, t0)}$.

(3) Si M_{0Eqp}/M_{0Ed} cambia en un elemento o estructura, el coeficiente se puede calcular para la sección con el momento máximo, o se puede usar un valor medio representativo.

(4) El efecto de la fluencia se puede ignorar, con lo que se puede suponer $\varphi_{ef} = 0$, si se cumplen las tres condiciones siguientes:

- $\varphi_{(\infty, t0)} \leq 2$;
- $\lambda \leq 75$;
- $M_{0Ed} / N_{Ed} \geq h$.

En este caso M_{0Ed} es el momento de primer orden y h es el canto de la sección transversal en la dirección correspondiente.

NOTA Si las condiciones para despreciar los efectos de segundo orden conforme al punto (6) del apartado 5.8.2 o al apartado 5.8.3.3 se alcanzan de forma ajustada, podría ser demasiado poco conservador despreciar tanto los efectos de segundo orden como la fluencia, a menos que la cuantía mecánica de la armadura [ω , véase el punto (1) del apartado 5.8.3.1] sea como mínimo 0,25.

5.8.5 Métodos de cálculo

(1) Los métodos de cálculo incluyen un método general basado en un cálculo no lineal de segundo orden, véase el apartado 5.8.6 y los siguientes métodos simplificados:

- (a) método basado en la rigidez nominal, véase el apartado 5.8.7;
- (b) método basado en la curvatura nominal, véase el apartado 5.8.8.

NOTA 1 La selección de los métodos simplificados (a) y (b) para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional.

NOTA 2 Los momentos nominales de segundo orden proporcionados por los métodos simplificados (a) y (b) son a veces mayores que aquellos que corresponden a la inestabilidad. Esto es para asegurar que el momento total es compatible con la resistencia de la sección transversal.

(2) El método (a) se puede usar tanto para elementos aislados como para estructuras completas si se estiman apropiadamente los valores nominales de la rigidez; véase el apartado 5.8.7.

(3) El método (b) es principalmente adecuado para elementos aislados; véase el apartado 5.8.8. Sin embargo, con hipótesis realistas de la distribución de la curvatura, se puede usar también para estructuras el método del apartado 5.8.8.

5.8.6 Método general

(1)P El método general se basa en un cálculo no lineal, incluyendo una geometría no lineal, es decir efectos de segundo orden. Se aplican las reglas generales para cálculo no lineal indicadas en el apartado 5.7.

(2)P Se deben usar las curvas tensión-deformación para hormigón y acero adecuadas para el cálculo global. Se debe tener en cuenta el efecto de fluencia.

(3) Se pueden usar las relaciones tensión-deformación para hormigón y acero indicadas en el apartado 3.1.5, la ecuación (3.14) y la figura 3.8 del apartado 3.2.7. El valor de cálculo de la carga última se obtiene directamente del cálculo a partir de los diagramas tensión-deformación basados en valores de cálculo. En la ecuación (3.14) y en el valor de k , se sustituye entonces f_{cm} por la resistencia a compresión de cálculo f_{cd} , y E_{cm} se sustituye por

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

NOTA El valor de γ_{CE} para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado es 1,2.

(4) En ausencia de modelos más precisos, se puede tener en cuenta la fluencia multiplicando todos los valores de deformación en el diagrama de tensión-deformación del hormigón conforme al punto (3) del apartado 5.8.6 por un coeficiente $(1 + \varphi_{ef})$, donde φ_{ef} es el coeficiente de fluencia eficaz conforme al apartado 5.8.4.

(5) Se puede tener en cuenta el efecto favorable de la rigidización por la colaboración del hormigón entre fisuras.

NOTA Este efecto es favorable y se puede ignorar siempre, por simplicidad.

(6) Normalmente, las condiciones de equilibrio y compatibilidad de deformaciones se satisfacen en un número de secciones transversales. Una alternativa simplificada es considerar sólo la sección o secciones transversales críticas y suponer una variación apropiada de la curvatura entre éstas, por ejemplo similar al momento de primer orden o simplificado de alguna otra manera adecuada.

5.8.7 Método basado en rigidez nominal

5.8.7.1 Generalidades

(1) En el cálculo de segundo orden basado en la rigidez, se deberían emplear valores nominales de la rigidez de flexión, teniendo en cuenta los efectos de la fisuración, un material no lineal y la fluencia sobre el comportamiento global. Esto también se aplica a elementos adyacentes implicados en el cálculo, por ejemplo vigas, losas y cimentaciones. Se debería tener en cuenta la interacción suelo-estructura cuando sea relevante.

(2) El momento de cálculo resultante se usa para el cálculo de secciones transversales con respecto al momento flector y a la fuerza axil conforme al apartado 6.1, en comparación con el punto (1) del apartado 5.8.5.

5.8.7.2 Rigidez nominal

(1) Se puede emplear el siguiente el modelo para estimar la rigidez nominal de los elementos esbeltos comprimidos con una sección transversal arbitraria:

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

donde

E_{cd} es el valor de cálculo del módulo de elasticidad del hormigón, véase el punto (3) del apartado 5.8.6;

I_c es el momento de inercia de la sección transversal del hormigón;

E_s es el valor de cálculo del módulo de elasticidad de la armadura, véase el punto (3) del apartado 5.8.6;

I_s es el momento de inercia del área de armaduras, respecto al centro de la sección del hormigón;

K_c es un coeficiente para los efectos de fisuración, fluencia, etc., véanse los puntos (2) o (3) del apartado 5.8.7.2;

K_s es un coeficiente para la contribución de la armadura, véanse los puntos (2) o (3) del apartado 5.8.7.2.

(2) Se pueden usar en la ecuación (5.21) los siguientes coeficientes, siempre y cuando $\rho \geq 0,002$:

$$K_s = 1$$

$$K_c = k_1 k_2 / (1 + \varphi_{ef}) \quad (5.22)$$

donde

ρ es la cuantía geométrica de la armadura, A_s/A_c ;

A_s es el área total de la armadura;

A_c es el área de la sección de hormigón;

φ_{ef} es un coeficiente de fluencia eficaz, véase el apartado 5.8.4;

k_1 es un coeficiente que depende de la clase resistente del hormigón, dado en la ecuación (5.23);

k_2 es un coeficiente que depende de la fuerza axial y la esbeltez, dado en la ecuación (5.24).

$$k_1 = \sqrt{f_{ck} / 20} \quad (\text{MPa}) \quad (5.23)$$

$$k_2 = n \cdot \frac{\lambda}{170} \leq 0,20 \quad (5.24)$$

donde

n es la fuerza axial relativa, $N_{Ed} / (A_c f_{cd})$;

λ es la esbeltez, véase el apartado 5.8.3.

Si la esbeltez λ no está definida, se puede tomar k_2 como

$$k_2 = n \cdot 0,30 \leq 0,20 \quad (5.25)$$

como alternativa simplificada, siempre y cuando $\rho \geq 0,01$, se pueden usar los siguientes coeficientes en la ecuación (5.21):

$$K_s = 0$$

$$K_c = 0,3 / (1 + 0,5\varphi_{ef}) \quad (5.26)$$

NOTA La alternativa simplificada puede ser adecuada como primera aproximación, seguida de un cálculo más exacto conforme al punto (2).

(4) En las estructuras estáticamente indeterminadas, se deberían tener en cuenta los efectos desfavorables de la fisuración de los elementos contiguos. Las ecuaciones desde (5.21) a (5.26) no son, por lo general, aplicables a tales elementos. Se puede tener en cuenta la fisuración parcial y la rigidización por la colaboración del hormigón entre fisuras, por ejemplo conforme al apartado 7.4.3. Sin embargo, como simplificación, se pueden suponer secciones completamente fisuradas. La rigidez se debería basar en un módulo eficaz del hormigón:

$$E_{cd,eff} = E_{cd} / (1 + \varphi_{ef}) \quad (5.27)$$

donde

E_{cd} es el valor de cálculo del módulo de elasticidad conforme al punto (3) del apartado 5.8.6;

φ_{ef} es el coeficiente de fluencia eficaz; se puede usar el mismo valor que para los pilares.

5.8.7.3 Coeficiente de amplificación del momento

(1) El momento total de cálculo, incluido el momento de segundo orden, se puede expresar como una amplificación de los momentos resultantes de un cálculo de primer orden, es decir:

$$M_{Ed} = M_{0Ed} \left[1 + \frac{\beta}{(N_B / N_{Ed}) - 1} \right] \quad (5.28)$$

donde

M_{0Ed} es el momento de primer orden; véase también el punto (2) del apartado 5.8.8.2;

β es un coeficiente que depende de la distribución de los momentos de primer y segundo orden véanse también los puntos (2) y (3) del apartado 5.8.7.3;

N_{Ed} es el valor de cálculo de la carga axil;

N_B es la carga de pandeo basada en la rigidez nominal.

(2) Para elementos aislados con sección transversal constante y carga axil, normalmente se puede suponer una distribución sinusoidal para el momento de segundo orden. Entonces

$$b = \pi^2 / c_0 \quad (5.29)$$

donde

c_0 es un coeficiente que depende de la distribución del momento de primer orden (por ejemplo, $c_0 = 8$ para un momento de primer orden constante, $c_0 = 9,6$ para una parabólica y 12 para una distribución triangular simétrica, etc.)

(3) Para elementos sin carga transversal, los momentos de primer orden extremos de distinto valor M_{01} y M_{02} se pueden reemplazar por un momento de primer orden constante equivalente M_{0e} , conforme al punto (2) del apartado 5.8.8.2. Se debería emplear $c_0 = 8$ de forma coherente con la hipótesis de un momento de primer orden constante.

NOTA El valor de $c_0 = 8$ también se aplica a los elementos que se flexionan con doble curvatura. Se debería tener en cuenta que, en algunos casos, dependiendo de la esbeltez y de la fuerza axil, el momento o los momentos extremos pueden ser mayores que el momento equivalente amplificado.

(4) Donde no sean aplicables los puntos (2) o (3) del apartado 5.8.7.3, $\beta = 1$ es normalmente una simplificación razonable. La ecuación (5.28) puede quedar reducida a:

$$M_{Ed} = \frac{M_{0Ed}}{1 - (N_{Ed} / N_B)} \quad (5.30)$$

NOTA Se puede aplicar también el punto (4) del apartado 5.8.7.3 al cálculo global de ciertos tipos de estructuras, por ejemplo estructuras arriostradas por muros de cortante y similares, donde el efecto de la acción principal es el momento flector en los elementos de arriostramiento. Para otros tipos de estructuras, se ofrece una aproximación más general en el capítulo H.2 del anexo H.

5.8.8 Método basado en curvatura nominal

5.8.8.1 Generalidades

(1) Este método es aplicable principalmente para elementos aislados con fuerza normal constante y una longitud eficaz definida l_0 (véase 5.8.3.2). El método da un momento de segundo orden nominal basado en una flecha, la cual a su vez se basa en la longitud eficaz y en una curvatura máxima estimada [véase también el punto (3) del apartado 5.8.5].

(2) El momento de cálculo resultante se utiliza para el cálculo de secciones transversales con respecto al momento flector y la fuerza axil conforme al apartado 6.1.

5.8.8.2 Momentos flectores

(1) El momento de cálculo es:

$$M_{Ed} = M_{0Ed} + M_2 \quad (5.31)$$

donde

M_{0Ed} es el momento de primer orden, incluyendo el efecto de las imperfecciones, véase también el punto (2) del apartado 5.8.8.2;

M_2 es el momento nominal de segundo orden, véase el punto (3) del apartado 5.8.8.2.

El valor máximo de M_{Ed} viene dado por las distribuciones de M_{0Ed} y M_2 ; esta última se puede tomar como parabólica o sinusoidal sobre la longitud eficaz.

NOTA Para elementos estáticamente indeterminados, M_{0Ed} está definido para las condiciones de contorno reales, mientras que M_2 dependerá de las condiciones de contorno a través de la longitud eficaz, véase el punto (1) del apartado 5.8.8.1.

(2) En el caso de elementos sin cargas aplicadas entre sus extremos, los momentos extremos de primer orden M_{01} y M_{02} diferentes pueden ser reemplazados por un momento extremo de primer orden equivalente M_{0e} :

$$M_{0e} = 0,6 M_{02} + 0,4 M_{01} \geq 0,4 M_{02} \quad (5.32)$$

M_{01} y M_{02} deberían tener el mismo signo si producen tensión en el mismo lado, en caso contrario, signos opuestos. Además, $|M_{02}| \geq |M_{01}|$.

(3) El momento nominal de segundo orden M_2 en la ecuación (5.31) es

$$M_2 = N_{Ed} e_2 \quad (5.33)$$

donde

N_{Ed} es el valor de cálculo de la fuerza axial;

e_2 es la flecha $= (1/r) l_0^2 / c$;

$1/r$ es la curvatura, véase el apartado 5.8.8.3;

l_0 es la longitud eficaz, véase el apartado 5.8.3.2;

c es un coeficiente que depende de la distribución de curvatura, véase el punto (4) del apartado 5.8.8.2.

(4) En el caso de sección transversal constante normalmente se usa $c = 10 (\approx \pi^2)$. Si el momento de primer orden es constante, debería considerarse el menor valor (8 es un límite inferior, que corresponde a un momento total constante)

NOTA El valor de π^2 corresponde a una distribución sinusoidal de la curvatura. El valor para una curvatura constante es de 8. Obsérvese que c depende de la distribución de la curvatura total, mientras que c_0 en el punto (2) del apartado 5.8.7.3 depende sólo de la curvatura que corresponde al momento de primer orden.

5.8.8.3 Curvatura

(1) En el caso de elementos con secciones transversales simétricas constantes (incluyendo la armadura) se puede usar lo siguiente:

$$1/r = K_r \cdot K_\phi \cdot 1/r_0 \quad (5.34)$$

donde

K_r es un coeficiente de corrección que depende de la carga axil, véase el punto (3) del apartado 5.8.8.3;

K_ϕ es un coeficiente para tener en cuenta la fluencia, véase el punto (4) del apartado 5.8.8.3;

$$1/r_0 = \varepsilon_{yd} / (0,45 d);$$

$$\varepsilon_{yd} = f_{yd} / E_s;$$

d es el canto útil; véase también el punto del (2) del apartado 5.8.8.3.

(2) Si toda la armadura no se concentra en lados opuestos, pero parte de ella se distribuye de manera paralela al plano de flexión, d se define como

$$d = (h / 2) + i_s \quad (5.35)$$

donde i_s es el radio de giro de la armadura pasiva

(3) K_r se debería tomar en la ecuación (5.34) como:

$$K_r = (n_u - n) / (n_u - n_{bal}) \leq 1 \quad (5.36)$$

donde

$n = N_{Ed} / (A_c f_{cd})$, fuerza axil relativa;

N_{Ed} es el valor de cálculo de la fuerza axil;

$$n_u = 1 + \omega;$$

n_{bal} es el valor de n en el momento máximo de resistencia; se puede usar el valor 0,4;

$$\omega = A_s f_{yd} / (A_c f_{cd});$$

A_s es el área total de la armadura;

A_c es el área de la sección transversal de hormigón.

(4) Se debería tener en cuenta el efecto de fluencia mediante el siguiente coeficiente:

$$K_\phi = 1 + \beta \phi_{ef} \geq 1 \quad (5.37)$$

donde

ϕ_{ef} es el coeficiente de fluencia eficaz, véase el apartado 5.8.4;

$$\beta = 0,35 + f_{ck} / 200 - \lambda / 150;$$

λ es la esbeltez, véase el apartado 5.8.3.1.

5.8.9 Flexión biaxial

(1) El método general descrito en el apartado 5.8.6 también se puede usar para flexión biaxial. Las siguientes disposiciones se aplican cuando se usan métodos simplificados. Se debería tener un especial cuidado para identificar la sección a lo largo del elemento con la combinación crítica de momentos.

(2) Se puede realizar, como un primer paso, el cálculo individual en cada dirección principal sin tener en cuenta la flexión biaxial. Sólo es necesario tener en cuenta las imperfecciones en la dirección en las que tendrían el efecto más desfavorable.

(3) No son necesarias comprobaciones adicionales si las esbelteces satisfacen las dos condiciones siguientes:

$$\lambda_y / \lambda_z \leq 2 \quad \text{y} \quad \lambda_z / \lambda_y \leq 2 \quad (5.38a)$$

y si las excentricidades relativas e_y/h_{eq} y e_z/b_{eq} (véase la figura 5.8) satisfacen una de las siguientes condiciones:

$$\frac{e_y / h_{eq}}{e_z / b_{eq}} \leq 0,2 \quad \text{o} \quad \frac{e_z / b_{eq}}{e_y / h_{eq}} \leq 0,2 \quad (5.38b)$$

donde

b, h son la anchura y el canto de la sección;

$b_{eq} = i_y \cdot \sqrt{12}$ y $h_{eq} = i_z \cdot \sqrt{12}$ para una sección rectangular equivalente;

λ_y, λ_z son las esbelteces l_0/i con respecto a los ejes 'y' y 'z', respectivamente;

i_y, i_z son los radios de giro con respecto a los ejes 'y' y 'z', respectivamente;

$e_z = M_{Edy} / N_{Ed}$; excentricidad en el eje 'z';

$e_y = M_{Edz} / N_{Ed}$; excentricidad en el eje 'y';

M_{Edy} es el momento de cálculo en el eje 'y', incluyendo el momento de segundo orden;

M_{Edz} es el momento de cálculo en el eje 'z', incluyendo el momento de segundo orden;

N_{Ed} es el valor de cálculo de la carga axil en la combinación correspondiente de cargas.

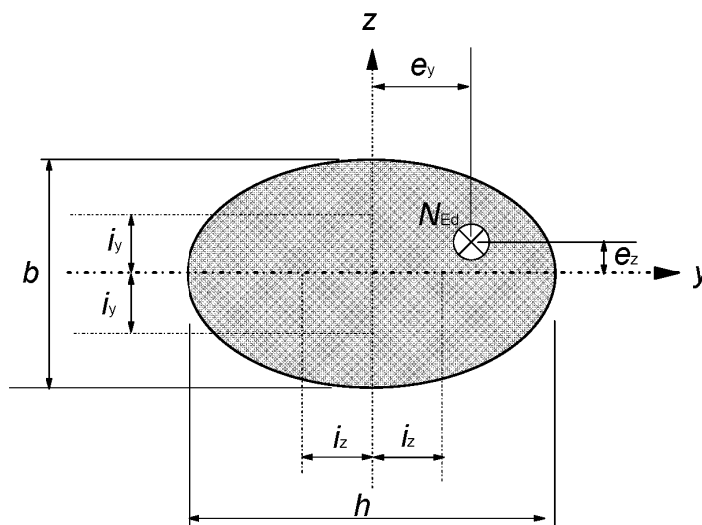


Figura 5.8 – Definición de las excentricidades e_y y e_z

(4) Si no se satisface la condición de la ecuación (5.38), se debería considerar la flexión biaxial incluyendo los efectos de segundo orden en cada dirección (a no ser que se puedan despreciar conforme al punto (6) del apartado 5.8.2 o al apartado 5.8.3). En ausencia de un cálculo de sección transversal preciso para la flexión biaxial, se puede usar el siguiente criterio simplificado:

$$\left(\frac{M_{Edz}}{M_{Rdz}} \right)^a + \left(\frac{M_{Edy}}{M_{Rdy}} \right)^a \leq 1,0 \quad (5.39)$$

donde

$M_{Edz/y}$ es el momento de cálculo respecto de los ejes apropiados, incluyendo un momento de segundo orden;

$M_{Rdz/y}$ es el momento resistente en la dirección respectiva;

a es el exponente;

para secciones transversales elípticas y circulares: $a = 2$

para secciones transversales rectangulares

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

con interpolación lineal para valores intermedios

N_{Ed} es el valor de cálculo de la fuerza axil;

$N_{Rd} = A_c f_{cd} + A_s f_{yd}$, resistencia axil de cálculo de la sección.

donde

A_c es el área bruta de la sección de hormigón;

A_s es el área de armadura longitudinal.

5.9 Inestabilidad lateral de vigas esbeltas

(1)P Se debe tener en cuenta la inestabilidad lateral de vigas esbeltas donde sea necesario, por ejemplo para vigas prefabricadas durante el transporte y el izado, para vigas sin arriostramiento lateral suficiente en la estructura terminada, etc. Se deben tener en cuenta las imperfecciones geométricas.

(2) En la comprobación de vigas en condiciones de no arriostradas, se debería suponer una flecha lateral de $l / 300$ como imperfección geométrica, siendo l = longitud total de la viga. En estructuras terminadas, se puede tener en cuenta el arriostramiento para elementos conectados.

(3) Se pueden ignorar los efectos de segundo orden en conexiones con inestabilidad lateral si se cumplen las siguientes condiciones:

$$\text{— situaciones persistentes:} \quad \frac{l_{0t}}{b} \leq \frac{50}{(h/b)^{1/3}} \quad h/b \leq 2,5 \quad (5.4a)$$

$$\text{— situaciones transitorias:} \quad \frac{l_{0t}}{b} \leq \frac{70}{(h/b)^{1/3}} \quad h/b \leq 3,5 \quad (5.4b)$$

donde

l_{0t} es la distancia entre coacciones a torsión;

h es el canto total de la viga en la parte central de l_{0t} ;

b es la anchura del ala de compresión.

- (4) En el cálculo de estructuras de apoyo se debería tener en cuenta la torsión asociada con la inestabilidad lateral.

5.10 Elementos y estructuras pretensados

5.10.1 Generalidades

- (1)P El pretensado considerado en esta norma es el aplicado al hormigón por las armaduras activas traccionadas.
- (2) Los efectos de pretensado se pueden considerar como una acción o una resistencia causada por predeformación y precurvatura. La capacidad portante se debería calcular en consecuencia.
- (3) En general, el pretensado se introduce en las combinaciones de acciones definidas en la Norma EN 1990 como parte de los casos de carga, y sus efectos se deberían incluir en el momento interno aplicado y en la fuerza axil.
- (4) De acuerdo con las suposiciones del punto (3) anterior, la contribución de las armaduras activas a la resistencia de la sección se debería limitar a su resistencia adicional añadida por el valor del pretensado. Esto se puede calcular suponiendo que el origen de la relación tensión-deformación de las armaduras activas está desplazado por los efectos del pretensado.
- (5)P Se debe evitar la rotura frágil del elemento causada por la rotura de las armaduras activas.
- (6) Se debería evitar la rotura frágil por uno o más de los siguientes métodos:

Método A: Se dispone una armadura pasiva mínima conforme al apartado 9.2.1.

Método B: Se dispone una armadura activa pretesa adherentes.

Método C: Se proporciona un fácil acceso a los elementos pretensados de hormigón con el fin de comprobar y controlar el estado de las armaduras activas mediante métodos no destructivos o mediante la auscultación.

Método D: Se proporciona una evidencia satisfactoria relativa a la fiabilidad de las armaduras activas.

Método E: Se asegura que, en caso de rotura debida al aumento de la carga o a la reducción del pretensado bajo la combinación frecuente de las acciones, la fisuración se produciría antes de que se superase la capacidad última, teniendo en cuenta el momento de redistribución debido a efectos de fisuración.

NOTA La selección de métodos a usar en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional.

5.10.2 Fuerza de pretensado durante el tesado

5.10.2.1 Fuerza de tesado máxima

- (1)P La fuerza aplicada a la armadura activa $P_{\text{máx.}}$ (es decir, la fuerza sobre el extremo activo durante el tesado) no debe superar el siguiente valor:

$$P_{\text{máx.}} = A_p \cdot \sigma_{p,\text{máx.}} \quad (5.41)$$

donde

A_p es el área de la sección transversal de las armaduras activas;

$\sigma_{p,\text{máx.}}$ es la tensión máxima aplicada a la armadura activa = $\min \{k_1 \cdot f_{pk} ; k_2 \cdot f_{p0,1k}\}$.

NOTA Los valores de k_1 y k_2 para su uso en un Estado se pueden encontrar en su anexo nacional. Los valores recomendados son $k_1 = 0,8$ y $k_2 = 0,9$.

(2) Se permite la sobretensión si se puede medir la fuerza en el gato con una precisión de $\pm 5\%$ del valor final de la fuerza de pretensado. En tales casos se puede aumentar la fuerza de pretensado máxima $P_{\text{máx.}}$ a $k_3 \cdot f_{p0,1k} \cdot A_p$ (por ejemplo, por la aparición inesperada de un elevado rozamiento en un pretensado de armadura pretesas de larga longitud).

NOTA Los valores de k_3 para su uso en un Estado se pueden encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado es 0,95.

5.10.2.2 Limitación de la tensión del hormigón

(1)P Se debe evitar el aplastamiento o el hendimiento del hormigón en los extremos de elementos con armaduras pretesas o postesas.

(2) Se debería evitar el aplastamiento o el hendimiento local del hormigón detrás de anclajes de armaduras postesas conforme al documento de idoneidad técnica europeo (DITE) correspondiente.

(3) La resistencia del hormigón en la aplicación o en la transferencia del pretensado no debería ser menor que el valor mínimo definido en el documento de idoneidad técnica europeo (DITE) correspondiente.

(4) Si el pretensado se aplica en varias etapas, armadura por armadura, se puede reducir la resistencia del hormigón requerida. La resistencia mínima $f_{cm}(t)$ a una edad t debería ser de k_4 [%] de la resistencia del hormigón requerida para un pretensado completo descrito en el documento de idoneidad técnica europeo (DITE). Entre la resistencia mínima y la resistencia del hormigón requerida para pretensado completo, se puede interpolar el pretensado entre k_5 [%] y 100% del pretensado total.

NOTA Los valores de k_4 y k_5 para su uso en un Estado se pueden encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado para k_4 es 50 y para k_5 es 30.

(5) La tensión de compresión del hormigón en la estructura, resultante de la fuerza de pretensado y otras cargas que actúan en el momento del tesado o de la transferencia de las fuerzas del pretensado, se deberían limitar a:

$$\sigma_c \leq 0,6 f_{ck}(t) \quad (5.42)$$

donde $f_{ck}(t)$ es la resistencia característica a compresión del hormigón a una edad t cuando se somete a la fuerza de pretensado.

Para elementos con armaduras pretesas, se puede aumentar la tensión en el momento de la transferencia del pretensado a $k_6 \cdot f_{ck}(t)$, si se puede justificar mediante ensayos o la experiencia que se previene la fisuración longitudinal.

NOTA El valor de k_6 para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado es 0,7.

Si la tensión de compresión es permanentemente mayor que $0,45 f_{ck}(t)$, se debería tener en cuenta el comportamiento no lineal de la fluencia.

5.10.2.3 Mediciones

(1)P En el postesado se debe comprobar la fuerza de pretensado y la consiguiente elongación de las armaduras activas con mediciones, y se deben controlar las pérdidas reales debidas al rozamiento.

5.10.3 Fuerza de pretensado

(1)P La fuerza media de pretensado $P_{m,t}(x)$ es, a tiempo t y distancia x (o longitud de arco) a partir del final activo de la armadura, igual a la fuerza máxima $P_{\text{máx.}}$ impuesta al final activo, menos las pérdidas instantáneas y las pérdidas diferidas (véase más adelante). Se consideran valores absolutos para todas las pérdidas.

(2) El valor de la fuerza inicial de pretensado $P_{m0}(x)$ (a tiempo $t = t_0$) aplicada al hormigón inmediatamente después del tesado y anclaje (armaduras postesas) o tras la transferencia de la fuerza de pretensado (armaduras pretesas) se obtiene restando de la fuerza de tesado $P_{\text{máx.}}$ las pérdidas instantáneas $\Delta P_i(x)$, y no deberían ser mayores que el siguiente valor:

$$P_{m0}(x) = A_p \cdot \sigma_{pm0}(x) \quad (5.43)$$

donde

$\sigma_{pm0}(x)$ es la tensión en la armadura activa inmediatamente después del tesado o transferencia

$$= \min \{k_7 \cdot f_{pk}; k_8 \cdot f_{p0,1k}\}$$

NOTA Los valores de k_7 y k_8 para su uso en un Estado se pueden encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado para k_7 es 0,75 y para k_8 es 0,85.

(3) Cuando se determinan las pérdidas instantáneas $\Delta P_i(x)$ se deberían tener en cuenta, cuando sea pertinente (véanse 5.10.4 y 5.10.5), los efectos inmediatos para armaduras pretesas y postesas siguientes:

- pérdidas por acortamiento elástico del hormigón ΔP_{el} ;
- pérdidas debidas a la relajación a corto plazo ΔP_r ;
- pérdidas debidas a la fricción $\Delta P_{\mu}(x)$;
- pérdidas debidas a la penetración de cuñas ΔP_{sl} .

(4) El valor medio de la fuerza de pretensado $P_{m,t}(x)$ a tiempo $t > t_0$ se debería determinar con respecto al método de pretensado. Además de las pérdidas instantáneas indicadas en el punto (3), se deberían considerar las pérdidas diferidas del pretensado $\Delta P_{c+s+r}(x)$ (véase 5.10.6) como resultado de la fluencia y la retracción del hormigón y la relajación a largo plazo de las armaduras activas, y $P_{m,t}(x) = P_{m0}(x) - \Delta P_{c+s+r}(x)$.

5.10.4 Pérdidas instantáneas del pretensado con armaduras pretesas

- (1) Se deberían tener en cuenta las siguientes pérdidas que tienen lugar durante el pretensado con armaduras pretesas:
- (i) durante el proceso de tesado: pérdida debida al rozamiento en las curvas (en el caso de alambres o cables curvos) y pérdidas debidas a la penetración de las cuñas en los dispositivos de anclaje;
 - (ii) antes de la transferencia del pretensado al hormigón: pérdida debida a la relajación de las armaduras pretesas durante el periodo entre el tesado de las armaduras y el pretensado del hormigón;

NOTA En caso de curado mediante aplicación de calor, las pérdidas debidas a la retracción y relajación se modifican, y se deberían estimar conforme a ello; también se deberían considerar los efectos térmicos directos (véase 10.3.2.1 y el anexo D).

- (iii) en la transferencia de pretensado al hormigón: pérdida debida al acortamiento elástico del hormigón como resultado de la acción de las armaduras pretesas cuando se liberan de los anclajes.

5.10.5 Pérdidas instantáneas del pretensado con armaduras postesas

5.10.5.1 Pérdidas debidas a la deformación instantánea del hormigón

- (1) Se debería tener en cuenta la pérdida de la fuerza en la armadura activa que corresponde con la deformación del hormigón, considerando el orden en el cual se tensan las armaduras.
- (2) Esta pérdida, ΔP_{el} , se puede suponer como una pérdida media en cada armadura activa de la manera siguiente:

$$\Delta P_{el} = A_p \cdot E_p \cdot \sum \left[\frac{j \cdot \Delta \sigma_c(t)}{E_{cm}(t)} \right] \quad (5.44)$$

donde

$\Delta\sigma_c(t)$ es la variación de la tensión en el centro de gravedad de la armadura activa aplicada a una edad t ;

j es un coeficiente igual a;

$(n-1)/2n$ donde n es el número de armaduras activas idénticas pretensadas sucesivamente. Como aproximación se puede tomar j como $1/2$;

1 para las variaciones debidas a las acciones permanentes aplicadas después del pretensado.

5.10.5.2 Pérdidas debidas al rozamiento

(1) Las pérdidas debidas al rozamiento $\Delta P_\mu(x)$ en las armaduras postesas se pueden estimar a partir de:

$$\Delta P_\mu(x) = P_{\max.}(1 - e^{-\mu(\theta + kx)}) \quad (5.45)$$

donde

θ es la suma de las variaciones angulares sobre una distancia x (sin importar la dirección o signo);

μ es el coeficiente de rozamiento entre las armaduras y las vainas;

k es el coeficiente de rozamiento parásito (por unidad de longitud);

x es la distancia medida a lo largo de la armadura desde el punto en el cual la fuerza de pretensado es igual a $P_{\max.}$ (la fuerza en el extremo activo durante el tesado).

Los valores μ y k se indican en el documento de idoneidad técnica europeo (DITE) correspondiente. El valor μ depende de las características de la superficie de las armaduras y las vainas, así como la presencia de óxido, la elongación de la armadura y el perfil del mismo.

El valor k para desplazamientos angulares accidentales depende de la calidad de la mano de obra, de la distancia entre apoyos de armaduras activas, del tipo de vaina que se emplee y del grado de vibración utilizado al colocar el hormigón.

(2) En ausencia de información proporcionada por el documento de idoneidad técnica europeo (DITE), se pueden suponer para la ecuación (5.45) los valores para μ dados en la tabla 5.1.

(3) En ausencia de información proporcionada por el documento de idoneidad técnica europeo (DITE), los valores para las desviaciones angulares parásitas de las armaduras internas se situarán generalmente en un rango de $0,005 < k < 0,01$ por metro.

(4) Para armaduras externas, se pueden ignorar las pérdidas del pretensado debidas a desviaciones angulares accidentales.

Tabla 5.1 – Coeficientes de rozamiento μ de armaduras postesas internas, y externas no adherentes

	Armaduras internas ¹⁾	Armaduras externas no adherentes			
		Vaina de acero /no lubricado	Vaina HDPE /no lubricado	Vaina de acero/lubricado	Vaina HDPE/lubricado
Alambre estirado en frío	0,17	0,25	0,14	0,18	0,12
Cordón	0,19	0,24	0,12	0,16	0,10
Barra deformada	0,65	—	—	—	—
Barra redonda lisa	0,33	—	—	—	—

1) Para armaduras activas que ocupan alrededor de la mitad de la vaina.

NOTA HDPE – Polietileno de alta densidad.

5.10.5.3 Pérdidas en anclajes

- (1) Se deberían tener en cuenta las pérdidas debidas a la penetración de las cuñas de los dispositivos de anclaje, durante la operación de anclaje después del tesado y debidas a la deformación del anclaje mismo.
- (2) Los valores de la penetración de cuñas vienen descritos en el documento de idoneidad técnica europeo (DITE).

5.10.6 Pérdidas diferidas de pretensado para armaduras pretesas y postesas

- (1) Las pérdidas diferidas se pueden calcular a partir de las dos reducciones de tensión siguientes:
 - (a) debidas a la reducción por alargamiento, causada por la deformación del hormigón debida a la fluencia y a la retracción, bajo cargas permanentes;
 - (b) la reducción de tensión en el acero debida a la relajación bajo tensión.

NOTA La relajación del acero depende de la deformación del hormigón debida a la fluencia y a la retracción. En general y de forma aproximada, esta interacción se puede tener en cuenta mediante un coeficiente de reducción 0,8.

- (2) Se describe un método simplificado para evaluar pérdidas diferidas en la posición x bajo las cargas permanentes en la ecuación (5.46).

$$\Delta P_{c+s+r} = A_p \Delta \sigma_{p,c+s+r} = A_p \frac{\varepsilon_{cs} E_p + 0,8 \Delta \sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \varphi(t, t_0) \cdot \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \frac{A_p}{A_c} \left(1 + \frac{A_c}{I_c} z_{cp}^2\right) [1 + 0,8 \varphi(t, t_0)]} \quad (5.46)$$

donde

- $\Delta \sigma_{p,c+s+r}$ es el valor absoluto de la variación de tensión en la armadura activa, producida por la fluencia, retracción y relajación en una posición x , a tiempo t ;
- ε_{cs} es la deformación de retracción estimada conforme al punto (6) del apartado 3.1.4 en valor absoluto;
- E_p es el módulo de elasticidad de la armadura activa, véase el punto (2) del apartado 3.3.6;
- E_{cm} es el módulo de elasticidad del hormigón (véase la tabla 3.1);
- $\Delta \sigma_{pr}$ es el valor absoluto de la variación de la tensión en la armadura activa en la posición x , a tiempo t , debida a la relajación del acero de la armadura activa. Viene determinada por una tensión del $\sigma_p = \sigma_p (G + P_{m0} + \Psi_2 Q)$;
- donde $\sigma_p = \sigma_p (G + P_{m0} + \Psi_2 Q)$ es la tensión inicial en la armadura activa debida al pretensado inicial y a las acciones cuasipermanentes;
- $\varphi(t, t_0)$ es el coeficiente de fluencia a tiempo t y con la carga aplicada a tiempo t_0 ;
- $\sigma_{c,QP}$ es la tensión en el hormigón adyacente a la armadura activa debida al peso propio, al pretensado inicial y a otras acciones cuasipermanentes si son relevantes. El valor de $\sigma_{c,QP}$ puede ser el efecto de parte del peso propio y del pretensado inicial, o el efecto de una combinación total cuasipermanente de acciones ($\sigma_c (G + P_{m0} + \Psi_2 Q)$), dependiendo del estado de construcción considerado;
- A_p es el área de toda la armadura activa en la posición x ;
- A_c es el área de la sección de hormigón;
- I_c es el momento de inercia del área de la sección de hormigón;
- z_{cp} es la distancia entre el centro de gravedad de la sección de hormigón y la armadura activa.

Las tensiones de compresión y sus deformaciones correspondientes indicadas en la ecuación (5.46) se deberían usar con signo positivo.

(3) La ecuación (5.46) se aplica para la armadura activa adherente cuando se usan los valores locales de tensiones y para la armadura activa no adherente cuando se usan los valores medios de las tensiones. Los valores medios se deberían calcular entre secciones rectas limitadas por los puntos de desviación idealizada para armadura activa externa, o en toda su longitud en caso de armadura activa interna.

5.10.7 Consideración del pretensado en los cálculos

- (1) Pueden surgir momentos de segundo orden al pretensar con armadura activa externa.
- (2) Los momentos a partir de efectos secundarios de pretensado surgen sólo en estructuras estáticamente indeterminadas.
- (3) Para cálculo lineal se deberían aplicar los efectos del pretensado tanto primarios como secundarios antes de considerar cualquier redistribución de fuerzas y momentos (véase 5.5).
- (4) En cálculo plástico y no lineal se puede tratar el efecto secundario del pretensado como giros plásticos adicionales, los cuales se deberían incluir en la comprobación de la capacidad de giro.
- (5) Se puede suponer una adherencia completa entre el acero y el hormigón tras la inyección de las vainas de las armaduras postesas. Sin embargo se debería considerar que la armadura no tiene adherencia antes de la inyección.
- (6) Se puede suponer que las armaduras activas externas son rectas entre desviadores.

5.10.8 Efectos del pretensado en estado límite último

- (1) En general, se puede determinar el valor del cálculo de la fuerza de pretensado mediante la ecuación $P_{d,t}(x) = \gamma_p P_{m,t}(x)$ (véase el punto (4) del apartado 5.10.3 para la definición de $P_{m,t}(x)$ y el apartado 2.4.2.2 para γ_p).
- (2) En el caso de elementos pretensados con armaduras activas permanentemente no adherentes, generalmente es necesario tener en cuenta la deformación de todo el elemento al calcular el aumento de la tensión en armaduras activas. Si no se hace un cálculo detallado, se puede suponer que el aumento de la tensión desde la tensión del pretensado efectivo hasta la tensión en el estado límite último es $\Delta\sigma_{p,ULS}$.

NOTA El valor de $\Delta\sigma_{p,ULS}$ para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado es 100 MPa.

- (3) Si se calcula el aumento de la tensión utilizando el estado de deformación del elemento completo, se deberían usar los valores medios de las características del material. El valor de cálculo del aumento de la tensión $\Delta\sigma_{pd} = \Delta\sigma_p \cdot \gamma_{\Delta p}$ se debería determinar aplicando los respectivos coeficientes parciales de seguridad $\gamma_{\Delta p, sup}$ y $\gamma_{\Delta p, inf}$.

NOTA Los valores de $\gamma_{\Delta p, sup}$ y $\gamma_{\Delta p, inf}$ para su uso en un Estado se pueden encontrar en su anexo nacional. Los valores recomendados para $\gamma_{\Delta p, sup}$ y $\gamma_{\Delta p, inf}$ son 1,2 y 0,8 respectivamente. Si se aplica el cálculo lineal con secciones sin fisurar, se puede suponer un límite menor de deformaciones y el valor recomendado tanto para $\gamma_{\Delta p, sup}$ como para $\gamma_{\Delta p, inf}$ es 1,0.

5.10.9 Efectos del pretensado en estado límite de servicio y en estado límite de fatiga

- (1)P Para cálculos en servicio y fatiga se deben tener en cuenta las posibles variaciones en el pretensado. Se estiman dos valores característicos de la fuerza de pretensado en el estado límite de servicio a partir de:

$$P_{k, sup} = r_{sup} P_{m, t}(x) \quad (5.47)$$

$$P_{k, inf} = r_{inf} P_{m, t}(x) \quad (5.48)$$

donde

$P_{k,sup}$ es el valor característico superior;

$P_{k,inf}$ es el valor característico inferior.

NOTA Los valores de r_{sup} para su uso en un Estado se pueden encontrar en su anexo nacional. Los valores recomendados son:

- para armaduras pretesas o armaduras activas no adherentes: $r_{sup} = 1,05$ y $r_{inf} = 0,95$;
- para armaduras postesas con armaduras activas adherentes: $r_{sup} = 1,10$ y $r_{inf} = 0,90$;
- si se adoptan las medidas apropiadas (por ejemplo medidas directas de la fuerza de tesado): $r_{sup} = r_{inf} = 1,0$.

5.11 Cálculo de algunos elementos estructurales particulares

(1)P Las placas apoyadas en pilares se definen como placas lisas.

(2)P Los muros de cortante son muros de hormigón en masa o de hormigón armado que contribuyen a la estabilidad lateral de la estructura.

NOTA Para información relativa al cálculo de placas planas y muros de cortante, véase el anexo I.

CAPÍTULO 6 ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS (ELU)

6.1 Flexión simple o compuesta

(1)P Este capítulo se aplica a regiones sin distorsión de las vigas, placas y tipos de elementos para los cuales las secciones se mantienen aproximadamente planas antes y después de aplicar la carga. Las regiones de discontinuidad de vigas y otros elementos en los cuales las secciones planas no se mantienen planas se pueden proyectar y detallarse conforme al apartado 6.5.

(2)P Para determinar la resistencia del momento último de las secciones transversales de hormigón armado o pretensado, se emplean las siguientes hipótesis:

- las secciones planas permanecen planas;
- el alargamiento en la armadura pasiva adherente o en la armadura activa adherente es la misma que la del hormigón circundante, tanto en tracción como en compresión;
- se desprecia la resistencia a tracción del hormigón;
- las tensiones en el hormigón en compresión se derivan de la relación de cálculo tensión-deformación indicada en el apartado 3.1.7;
- las tensiones en la armadura activa y pasiva se derivan de las curvas de cálculo de la figura 3.8 del apartado 3.2 y la figura 3.10 del apartado 3.3;
- el alargamiento inicial en las armaduras activas se considera al evaluar sus tensiones.

(3)P La deformación unitaria por compresión en el hormigón se debe limitar a ε_{cu2} o ε_{cu3} dependiendo del diagrama utilizado de tensión-deformación, véase el apartado 3.1.7 y la tabla 3.1. Los alargamientos en la armadura pasiva y en el acero de pretensado se deben limitar a ε_{ud} (donde se pueda aplicar); véase el punto (2) del apartado 3.2.7 y el punto (7) del apartado 3.3.6, respectivamente.

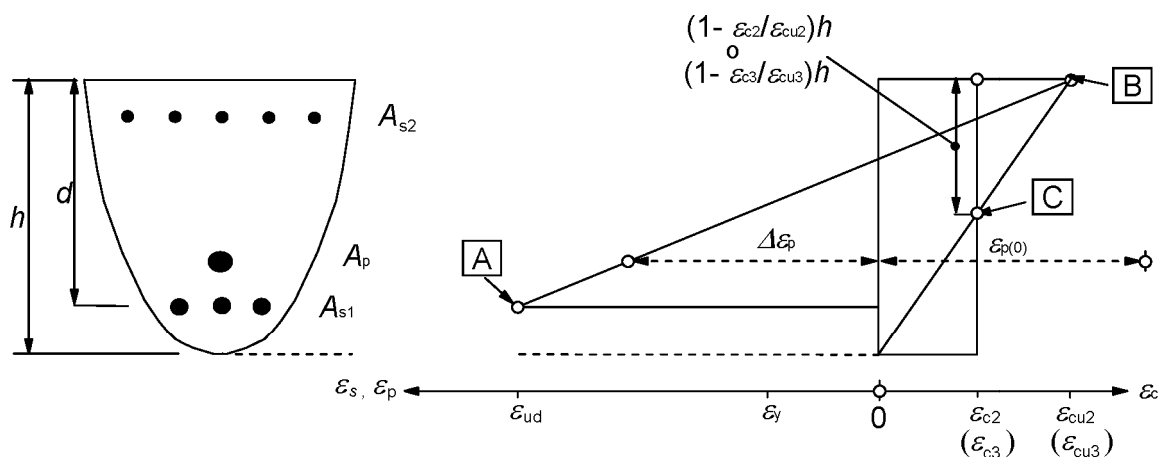
(4) Para secciones transversales con armadura simétrica cargada mediante la fuerza de compresión es necesario suponer la excentricidad mínima, $e_0 = h/30$, no menor que 20 mm, donde h es el canto de la sección.

(5) En partes de secciones transversales sometidas a una carga aproximadamente concéntrica ($e_d/h < 0,1$), tales como cabezas comprimidas de vigas en cajón, la deformación unitaria por compresión media en esa parte de la sección se debería limitar a ε_{c2} (o ε_{c3} si se utiliza la relación bilineal de la figura 3.4).

(6) El posible rango de distribuciones de deformación unitaria se muestra en la figura 6.1.

(7) Para elementos pretensados con armaduras activas no adherentes de modo permanente véase el apartado 5.10.8.

(8) Para armaduras activas externas el alargamiento en la armadura activa entre dos puntos de contacto subsiguiente (anclajes o sillas de desviación) se supone constante. El alargamiento en las armaduras activas es por lo tanto igual al alargamiento inicial, obtenido justo después de que se haya producido la operación de pretensado, aumentado por el alargamiento resultante de la deformación estructural entre las zonas de contacto consideradas. Véase también el apartado 5.10.



A - límite de alargamiento por tracción de la armadura pasiva

B - límite de deformación unitaria del hormigón a compresión

C - límite de deformación unitaria del hormigón a compresión pura

Figura 6.1 – Distribuciones posibles del alargamiento y de la deformación unitaria en estado límite último

6.2 Cortante

6.2.1 Procedimiento general de comprobación

(1)P Para la comprobación de la resistencia a esfuerzo cortante se definen los siguientes símbolos:

$V_{Rd,c}$ es el valor de cálculo de la resistencia a cortante del elemento sin armadura de cortante;

$V_{Rd,s}$ es el valor de cálculo del esfuerzo cortante que puede soportar la armadura de cortante al límite elástico;

$V_{Rd,máx.}$ es el valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por el agotamiento de las bielas de compresión.

En elementos con cordones inclinados se definen los siguientes valores adicionales (véase la figura 6.2):

V_{ccd} es el valor del cálculo de la componente del cortante de la fuerza en la zona comprimida, en el caso de un cordón de compresión inclinado;

V_{td} es el valor de cálculo de la componente de cortante de la fuerza en la armadura de tracción, en el caso de un cordón de tracción inclinado.

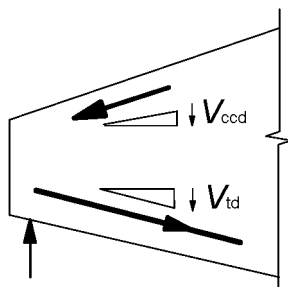


Figura 6.2 – Componente de cortante para elementos con cordones inclinados

(2) El esfuerzo cortante último de un elemento con armadura de cortante es igual a:

$$V_{Rd} = V_{Rd,s} + V_{ccd} + V_{td} \quad (6.1)$$

(3) En las regiones del elemento donde $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$ no se requiere una armadura de cortante calculada. V_{Ed} es el valor de cálculo del esfuerzo cortante en la sección analizada que proviene de la carga externa y del pretensado (adherente o no adherente).

(4) Se debería disponer una armadura de cortante mínima conforme al apartado 9.2.2 aunque no sea necesaria armadura de cortante a partir del valor de cálculo del esfuerzo cortante. La armadura de cortante mínima se puede omitir en elementos tales como losas (macizas, nervadas o alveolares) donde es posible la redistribución transversal de las cargas. La armadura mínima también se puede omitir en elementos de importancia menor (por ejemplo dinteles con luces ≤ 2 m) los cuales no contribuyen de manera significativa a la resistencia global y a la estabilidad de la estructura.

(5) En regiones donde $V_{Ed} > V_{Rd,c}$ según la ecuación (6.2) se debería disponer armadura de cortante suficiente con el fin de que $V_{Ed} \leq V_{Rd}$ [véase la ecuación (6.1)].

(6) La suma del valor de cálculo del esfuerzo cortante y de la contribución de las alas, $V_{Ed} - V_{ccd} - V_{td}$, no debería superar el valor permitido máximo, $V_{Rd,máx.}$ (véase 6.2.3), en cualquier lugar en el elemento.

(7) La armadura de tracción longitudinal debería ser capaz de resistir la fuerza de tracción adicional producida por el cortante [véase el punto (7) del apartado 6.2.3].

(8) Para elementos sometidos predominantemente a cargas uniformemente distribuidas, no es necesario comprobar el valor de cálculo del esfuerzo cortante a una distancia menor que d desde la cara del apoyo. Cualquier armadura de cortante requerida debería continuar hasta el apoyo. Además, se debería comprobar que el cortante en el apoyo no sea mayor que $V_{Rd,máx.}$ [véase también el punto (6) del apartado 6.2.2 y el punto (8) del apartado 6.2.3].

(9) Cuando se aplique una carga en la parte baja de una sección, se debería disponer una armadura vertical suficiente para transmitir la carga hacia la parte superior de la sección, además de cualquier armadura que se necesite para resistir el esfuerzo cortante.

6.2.2 Elementos que no requieren de un cálculo de armadura de cortante

(1) El valor del cálculo para la resistencia a cortante $V_{Rd,c}$ se obtiene de:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d \quad (6.2.a)$$

con un mínimo de

$$V_{Rd,c} = (v_{\min.} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \quad (6.2.b)$$

donde

f_{ck} se expresa en MPa;

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad \text{con } d \text{ en mm}$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0,02$$

A_{sl} es el área de la armadura de tracción, la cual se extiende una longitud $\geq (l_{bd} + d)$ más allá de la sección analizada (véase la figura 6.3);

b_w es la anchura más pequeña de la sección transversal en la zona de tracción [mm];

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0,2 f_{cd} \text{ [MPa]}$$

N_{Ed} es el esfuerzo axial en la sección transversal debido a la carga o al pretensado [en N] ($N_{Ed} > 0$ para compresión). Se puede ignorar la influencia de las deformaciones impuestas en N_{Ed} ;

A_c es el área de la sección transversal de hormigón [mm²];

$V_{Rd,c}$ se expresa en [N].

NOTA Los valores de $C_{Rd,c}$, $v_{min.}$ y k_1 para su uso en un Estado se pueden encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado para $C_{Rd,c}$ es 0,18/[%], el de $v_{min.}$ se obtiene de la ecuación (6.3N) y el de k_1 es 0,15.

$$v_{min.} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \quad (6.3N)$$

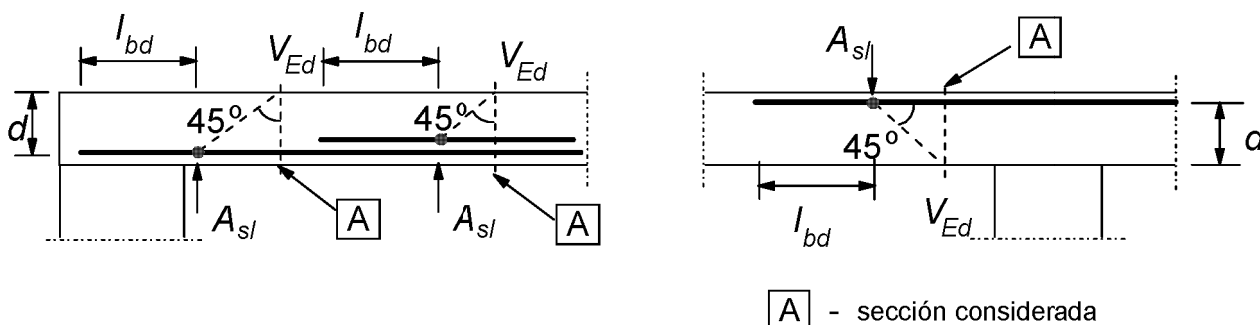


Figura 6.3 – Definición de A_{sl} en la ecuación (6.2)

(2) En elementos pretensados de un solo vano sin armadura de cortante, el esfuerzo cortante último de las regiones fisuradas por flexión se puede calcular utilizando la ecuación (6.2a). En regiones sin fisurar en flexión (donde la tensión de flexotensión es menor que $f_{ctk,0,05}/\gamma_c$) la resistencia a cortante se debería limitar según la resistencia a tracción del hormigón. En estas regiones la resistencia a cortante viene dada por:

$$V_{Rd,c} = \frac{I \cdot b_w}{S} \sqrt{(f_{ctd})^2 + \alpha_1 \sigma_{cp} f_{ctd}} \quad (6.4)$$

donde

I es el momento de inercia de la sección;

b_w es la anchura de la sección transversal en la fibra que pasa por el centro de gravedad, permitiendo así la presencia de vainas conforme a las ecuaciones (6.16) y (6.17);

S es el momento estático del área por encima de la fibra que pasa por el centro de gravedad respecto a dicha fibra;

$\alpha_1 = l_x / l_{pt2} \leq 1,0$ para armaduras pretesas;
 $= 1,0$ para otros tipos de pretensado;

l_x es la distancia de la sección analizada a partir del inicio de la longitud de transferencia;

l_{pt2} es el valor superior de la longitud de transferencia del elemento de pretensado según la ecuación (8.18);

σ_{cp} es la tensión de compresión en el eje central debida a la carga axil y/o al pretensado ($\sigma_{cp} = N_{ed}/A_c$ en MPa, $N_{ed} > 0$ en compresión).

Para secciones transversales donde la anchura cambia con el canto, la tensión principal máxima puede producirse en una fibra distinta a la que pasa por el centro de gravedad. En ese caso se debería obtener el valor mínimo de la resistencia a cortante mediante el cálculo de $V_{Rd,c}$ en varias fibras de la sección transversal.

(3) En el caso de secciones transversales que se encuentran más cerca del apoyo que el punto que es la intersección de la fibra que pasa por el centro de gravedad de la sección bruta y una línea inclinada a partir del lado interno del apoyo con un ángulo de 45° , no se requiere el cálculo de la resistencia a cortante conforme a la ecuación (6.4).

(4) En el caso general de elementos sometidos a un momento flector y a una fuerza axil, que se presentan como no fisurados a flexión en el ELU, se hace referencia al apartado 12.6.3.

(5) Para proyectar la armadura longitudinal, en la región fisurada a flexión, se debería decalar la ley de momentos M_{Ed} una distancia $a_1 = d$ en la dirección desfavorable [véase el punto (2) del apartado 9.2.1.3].

(6) En el caso de elementos con cargas que se aplican en la parte superior dentro de la distancia $0,5d \leq a_v \leq 2d$ desde el borde del soporte (o desde el eje del apoyo cuando se usen apoyos flexibles), la contribución de esta carga al esfuerzo cortante V_{Ed} se puede multiplicar por $\beta = a_v/2d$. Esta reducción se puede aplicar para la comprobación de $V_{Rd,c}$ en la ecuación (6.2.a). Esto es válido sólo si se asegura que la armadura longitudinal se ancla totalmente en el apoyo. Para $a_v \leq 0,5d$ se debería tomar el valor $a_v = 0,5d$.

Sin embargo, el esfuerzo cortante V_{Ed} calculado sin reducción por β siempre debería satisfacer la condición:

$$V_{Ed} \leq 0,5 b_w d v f_{cd} \quad (6.5)$$

donde v es un coeficiente de reducción de la resistencia para hormigón fisurado a cortante.

NOTA El valor v para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado se obtiene de:

$$v = 0,6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \quad (f_{ck} \text{ en MPa}) \quad (6.6N)$$

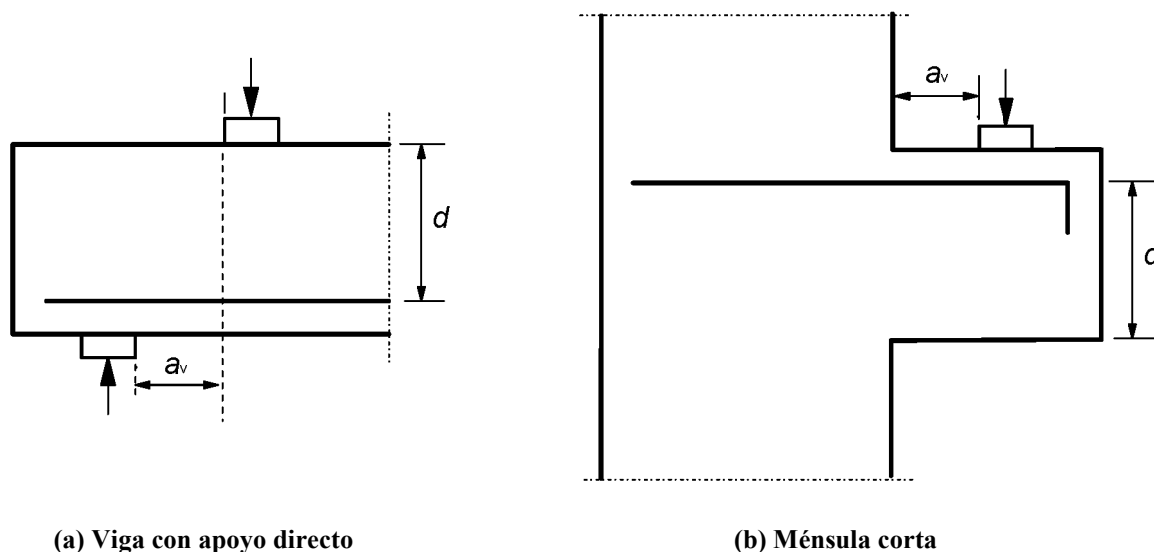


Figura 6.4 – Cargas cerca de apoyos

(7) Las vigas con cargas cerca de apoyos y las ménsulas cortas se pueden diseñar de forma alternativa mediante modelos de bielas y tirantes. Para esta alternativa se hace referencia al apartado 6.5.

6.2.3 Elementos que requieren cálculo de armadura de cortante

(1) El cálculo de elementos con armadura de cortante se basa en un modelo de celosía plana (figura 6.5). Los valores límite para el ángulo θ de las bielas inclinadas en el alma se dan en el punto (2) del apartado 6.2.3.

En la figura 6.5 se muestran los siguientes símbolos:

- α es el ángulo entre la armadura de cortante y el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante (medida positiva según se muestra en la figura 6.5);
- θ es el ángulo entre la biela comprimida del hormigón y el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante;
- F_{td} es el valor de cálculo de la fuerza de tracción en la armadura longitudinal;
- F_{cd} es el valor de cálculo de la fuerza de compresión del hormigón en la dirección del eje longitudinal del elemento;
- b_w es la anchura mínima entre los cordones de tensión y compresión;
- z es el brazo mecánico, para un elemento con canto constante, correspondiente al momento flector en el elemento considerado. En el cálculo del esfuerzo cortante del hormigón armado sin esfuerzo axial, normalmente se puede usar el valor aproximado $z = 0,9d$.

En elementos con armaduras activas inclinadas, se deberían disponer armaduras longitudinales en el cordón de tracción para soportar la fuerza de tracción longitudinal debida al esfuerzo de cortante definido en el punto (7).

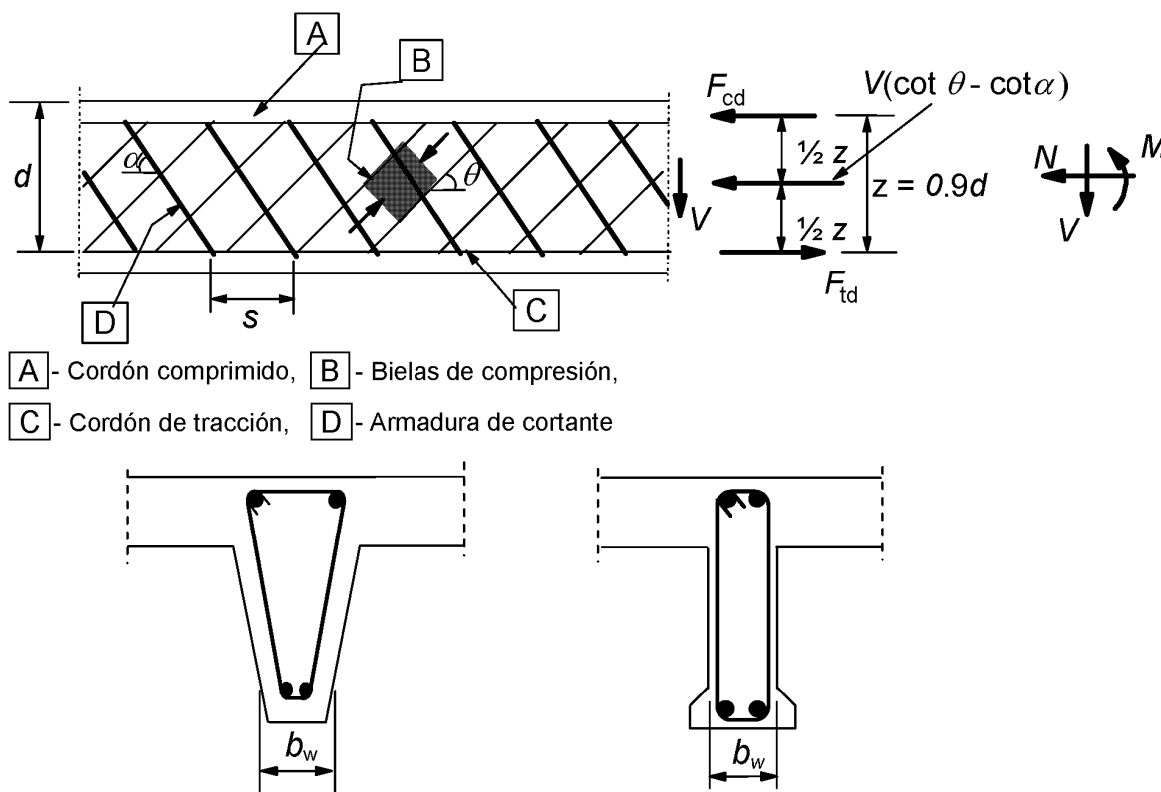


Figura 6.5 – Modelo de celosía y símbolos para elementos con armadura de cortante

(2) Se debería limitar el ángulo θ

NOTA los valores límite de $\cot \theta$ para su uso en un Estado se pueden encontrar en su anexo nacional. Los límites recomendados se dan en la ecuación (6.7N).

$$1 \leq \cot \theta \leq 2,5 \quad (6.7N)$$

(3) Para elementos con armadura de cortante vertical, el esfuerzo cortante último, V_{Rd} es el menor valor entre:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta \quad (6.8)$$

NOTA Si se usa la ecuación (6.10), el valor de f_{ywd} se deberían reducir a $0,8 f_{ywk}$ en la ecuación (6.8).

y

$$V_{Rd,máx.} = a_{cw} b_w z v_1 f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta) \quad (6.9)$$

donde

A_{sw} es el área de la sección transversal de la armadura de cortante;

s es la separación de los cercos;

f_{ywd} es el valor de cálculo del límite elástico de la armadura de cortante;

v_1 es un coeficiente de reducción de la resistencia para hormigón fisurado a cortante;

a_{cw} es un coeficiente que considera el estado tensional en el cordón de compresión.

NOTA 1 Los valores de v_1 y α_{cw} para su uso en un Estado se pueden encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado de v_1 es v [véase la ecuación (6.6N)].

NOTA 2 Si el valor de cálculo de la tensión en la armadura de cortante es menor que el 80% del límite elástico característico f_{yk} , se puede tomar v_1 como:

$$v_1 = 0,6 \quad \text{para } f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \quad (6.10.aN)$$

$$v_1 = 0,9 - f_{ck} / 200 > 0,5 \quad \text{para } f_{ck} \geq 60 \text{ MPa} \quad (6.10.bN)$$

NOTA 3 El valor recomendado de α_{cw} es el siguiente:

1 para estructuras no-pretensadas

$$(1 + \sigma_{cp}/f_{cd}) \quad \text{para } 0 < \sigma_{cp} \leq 0,25 f_{cd} \quad (6.11.aN)$$

$$1,25 \quad \text{para } 0,25 f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd} \quad (6.11.bN)$$

$$2,5 (1 - \sigma_{cp}/f_{cd}) \quad \text{para } 0,5 < f_{cd} < \sigma_{cp} < 1,0 f_{cd} \quad (6.11.cN)$$

donde

σ_{cp} es la tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida a la fuerza axial de cálculo. Ésta se debería obtener haciendo el promedio en la sección de hormigón teniendo en cuenta la armadura. No es necesario calcular el valor de σ_{cp} a una distancia menor que $0,5d \cotg \theta$ desde el borde del apoyo.

NOTA 4 El área de la sección transversal efectiva máxima de la armadura de cortante, $A_{sw,máx}$, para $\cotg \theta = 1$ viene dada por:

$$\frac{A_{sw,máx} \cdot f_{ywd}}{b_w s} \leq \frac{1}{2} \alpha_{cw} v_1 f_{cd} \quad (6.12)$$

(4) En el caso de elementos con armadura de cortante inclinada, la resistencia a cortante es el menor valor entre:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha \quad (6.13)$$

y

$$V_{Rd,máx.} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta) \quad (6.14)$$

NOTA La armadura de cortante efectiva máxima, $A_{sw,máx}$, para $\cotg \theta = 1$ se obtiene de la ecuación:

$$\frac{A_{sw,máx} \cdot f_{ywd}}{b_w s} \leq \frac{\frac{1}{2} \alpha_{cw} v_1 f_{cd}}{\sin \alpha} \quad (6.15)$$

(5) En regiones donde no existe discontinuidad de V_{Ed} (por ejemplo para cargas distribuidas uniformemente aplicadas en la parte superior) se puede calcular la armadura de cortante en cualquier incremento de longitud $l = z (\cotg \theta)$ utilizando el valor menor que V_{Ed} en el incremento.

(6) Si el alma contiene vainas metálicas inyectadas, con un diámetro $\phi > b_w/8$, se debería calcular la resistencia a cortante $V_{Rd,máx.}$ suponiendo una anchura nominal del alma igual a:

$$b_{w,nom} = b_w - 0,5 \sum \phi \quad (6.16)$$

donde ϕ es el diámetro exterior de la vaina y $\sum \phi$ se determina en el nivel más desfavorable.

Para vainas metálicas inyectadas con $\phi \leq b_w/8$, $b_{w,nom} = b_w$

Para vainas no inyectadas, vainas de plástico inyectadas y armaduras activas no adherentes, el espesor nominal del alma es:

$$b_{w,nom} = b_w - 1,2 \sum \phi \quad (6.17)$$

El valor 1,2 en la ecuación (6.17) se introduce para tener en cuenta el hendimiento de las bielas de hormigón debido a la tracción transversal. Si se asegura una armadura transversal adecuada este valor se puede reducir a 1,0.

(7) El esfuerzo de tracción adicional, ΔF_{td} , en la armadura longitudinal debido al cortante V_{Ed} se puede calcular a partir de:

$$\Delta F_{td} = 0,5 V_{Ed} (\cot \theta - \cot \alpha) \quad (6.18)$$

$(M_{ed}/z) + \Delta F_{td}$ no se debería tomar mayor que $M_{Ed,máx.}/z$, donde $M_{Ed,máx.}$ es el momento máximo a lo largo de la viga.

(8) Para elementos con cargas aplicadas en el lado superior dentro de una distancia $0,5d < a_v < 2,0d$ la contribución de esta carga al esfuerzo cortante V_{Ed} se puede reducir por $\beta = a_v/2d$. El esfuerzo cortante V_{Ed} calculado de esta manera debería satisfacer la condición:

$$V_{Ed} \leq A_{sw} \cdot f_{ywd} \sin \alpha \quad (6.19)$$

donde $A_{sw} \cdot f_{ywd}$ es la resistencia de la armadura de cortante que atraviesa la fisura de cortante inclinada entre las áreas con carga (véase la figura 6.6). Sólo se debería tener en cuenta la armadura de cortante dentro de la parte central de longitud $0,75 a_v$. La reducción por β sólo se debería aplicar para calcular la armadura de cortante. Esto sólo es válido siempre y cuando la armadura longitudinal se encuentre completamente anclada en el apoyo.

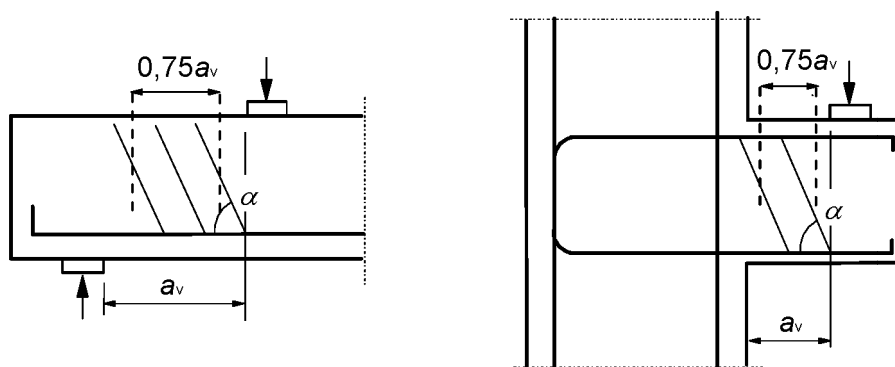


Figura 6.6 – Armadura de cortante en tramos de cortante cortos con acción directa de biela

Para $a_v < 0,5d$ se debería usar el valor $a_v = 0,5d$.

Sin embargo, el valor V_{Ed} calculado sin reducción por β siempre debería ser menor que $V_{Rd,máx.}$, véase la ecuación (6.9).

6.2.4 Cortante entre alma y alas

- (1) Se puede calcular la resistencia a cortante del ala considerándola como un sistema de bielas comprimidas combinadas con tirantes en forma de armadura de tracción.
- (2) Se debería disponer una cantidad mínima de armadura longitudinal, como se especifica en el apartado 9.3.1.

(3) La tensión de cortante longitudinal, V_{Ed} , en la intersección entre un lado del ala y el alma viene determinada por el cambio del esfuerzo normal (longitudinal) en la parte del ala considerada, de acuerdo con:

$$v_{Ed} = \Delta F_d / (h_f \times \Delta x) \quad (6.20)$$

donde

h_f es el espesor del ala en las intersecciones;

Δx es la longitud considerada, véase la figura 6.7;

ΔF_d es la variación del esfuerzo normal en el ala sobre la longitud Δx .

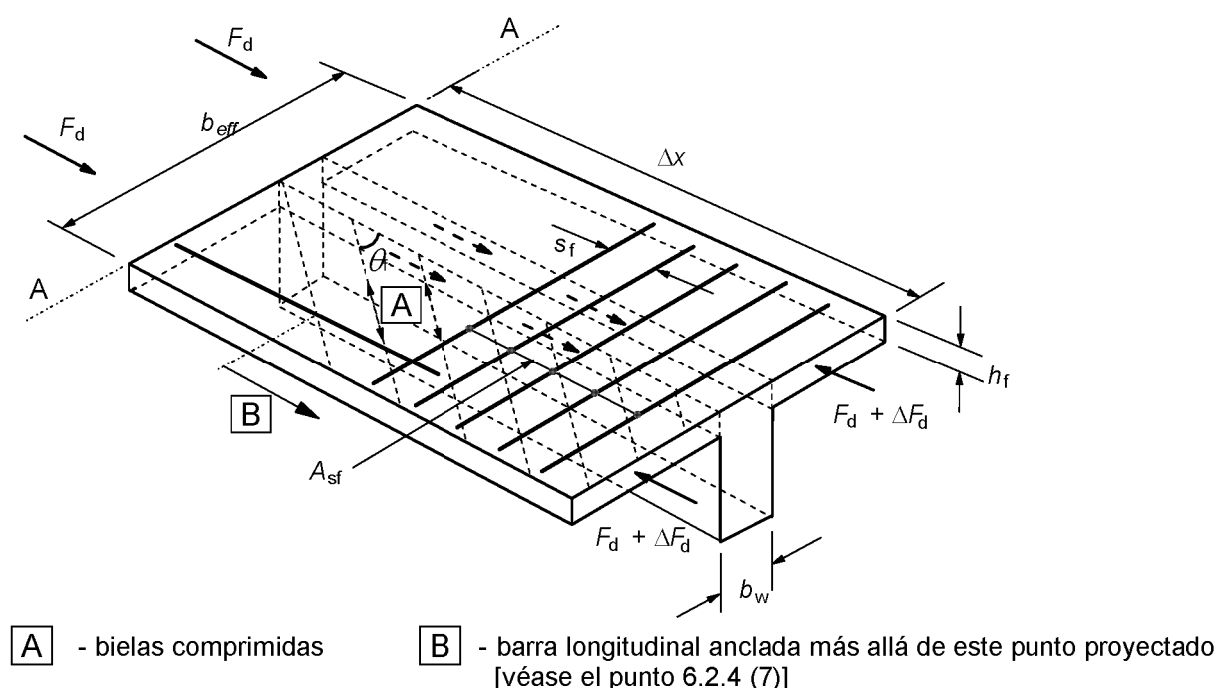


Figura 6.7 – Símbolos para la conexión entre ala y alma

El valor máximo que se puede suponer para Δx es la mitad de la distancia entre la sección donde el momento es nulo y la sección donde el momento es máximo. Donde se apliquen cargas puntuales, la longitud Δx no debería superar la distancia entre cargas puntuales.

(4) La armadura transversal por unidad de longitud A_{sf}/s_f se puede definir como sigue:

$$(A_{sf} f_{yd} / s_f) \geq v_{Ed} \cdot h_f / \cot \theta_f \quad (6.21)$$

Para prevenir el agotamiento de las bielas comprimidas en el ala, se debería cumplir la siguiente condición:

$$v_{Ed} \leq v f_{cd} \sin \theta_f \cos \theta_f \quad (6.22)$$

NOTA El rango permitido de valores para $\cotg \theta_f$ para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. Los valores recomendados en ausencia de cálculos más rigurosos son:

$1,0 \leq \cot \theta_f \leq 2,0$	para alas comprimidas ($45^\circ \geq \theta_f \geq 26,5^\circ$)
$1,0 \leq \cot \theta_f \leq 1,25$	para alas traccionadas ($45^\circ \geq \theta_f \geq 38,6^\circ$)

(5) En el caso de una combinación de cortante entre el ala y el alma y flexión transversal, el área de acero debería ser mayor que la obtenida de la ecuación (6.21) o la mitad que la obtenida de la ecuación (6.21), además de aquella requerida por flexión transversal.

(6) Si v_{Ed} es menor o igual a $k \cdot f_{ctd}$ no se requiere una armadura extra aparte de la de flexión.

NOTA El valor de k para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado es 0,4.

(7) La armadura de tracción longitudinal en el ala debería estar anclada más allá de la biela requerida para transmitir la fuerza de nuevo al alma de la sección donde se requiere esta armadura (véase la Sección (A-A) de la figura 6.7).

6.2.5 Rasante en la junta entre hormigones de diferentes edades

(1) Además de los requisitos reflejados desde el apartado 6.2.1 hasta el 6.2.4, la tensión rasante en la junta entre hormigones de diferentes edades también debería satisfacer lo siguiente:

$$v_{Edi} \leq v_{Rdi} \quad (6.23)$$

v_{Edi} es el valor de cálculo de la tensión rasante en la junta y se obtiene de:

$$v_{Edi} = \beta V_{Ed} / (z b_i) \quad (6.24)$$

donde

β es la relación entre el esfuerzo longitudinal en la nueva área de hormigón y el esfuerzo longitudinal total tanto en la zona de compresión como de tracción, ambas calculadas para la sección que se analiza

v_{Ed} es el esfuerzo rasante

z es el brazo mecánico de la sección compuesta

b_i es la anchura de la junta (véase la figura 6.8)

v_{Rdi} es la resistencia a rasante de cálculo en la junta, y se obtiene de:

$$v_{Rdi} = c f_{ctd} + \mu \sigma_n + \rho f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 v f_{cd} \quad (6.25)$$

donde

c y μ son coeficientes que dependen de la irregularidad de la superficie de la junta [véase el punto (2)];

f_{ctd} se define en el punto (2)P del apartado 3.1.6;

σ_n es la tensión por unidad de área causada por el esfuerzo externo mínimo normal a través de la junta que puede actuar de manera simultánea con el esfuerzo rasante, tomando las compresiones como positivas, tal que $\sigma_n < 0,6 f_{cd}$, y las tracciones como negativas. Si σ_n es una tracción $c f_{ctd}$ se debería tomar como 0;

$\rho = A_s / A_i$.

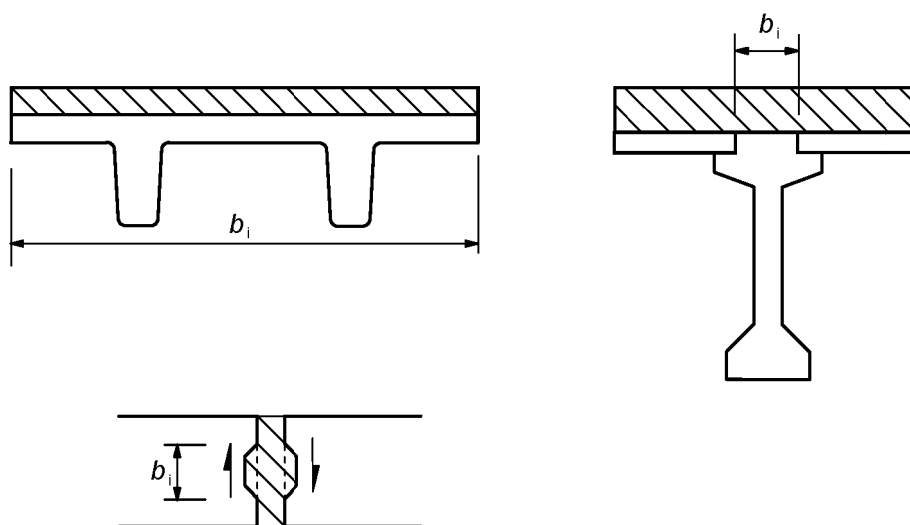


Figura 6.8 – Ejemplos de juntas

A_s es el área de la armadura que atraviesa la junta, incluyendo la armadura de cortante ordinaria (si existe) con el anclaje adecuado en ambos lados de la junta;

A_i es el área de la junta;

α se define en la figura 6.9 y se debería limitar tal que $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$;

ν es un coeficiente de reducción de la resistencia [véase el punto (6) del apartado 6.2.2].

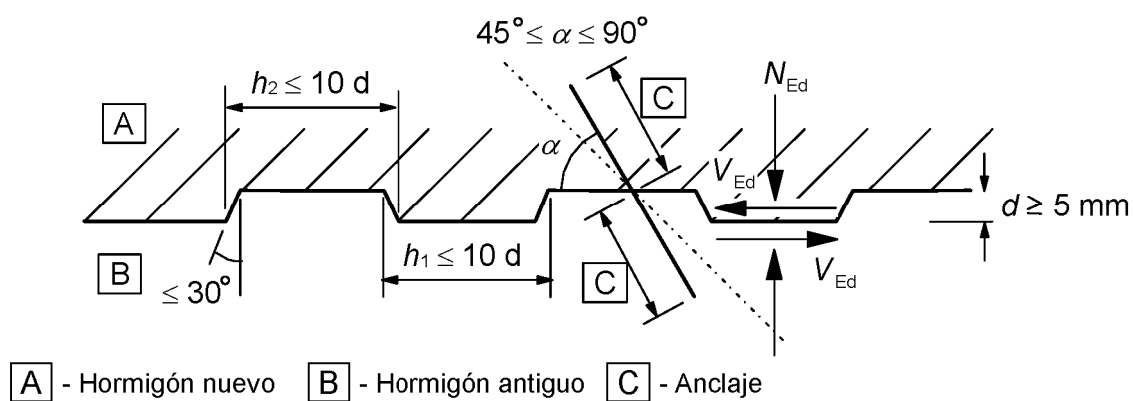


Figura 6.9 – Junta de construcción dentada

(2) En ausencia de información más detallada, las superficies se pueden clasificar como muy lisas, lisas, rugosas, o dentadas, con los siguientes ejemplos:

- Muy lisa: una superficie encofrada con acero, plástico o moldes de madera especialmente preparados: $c = 0,025$ a $0,10$ y $\mu = 0,5$.
- Lisa: un encofrado deslizante o una superficie extruida o una superficie libre sin más tratamiento después de la vibración: $c = 0,20$ y $\mu = 0,6$.
- Rugosa: una superficie con al menos 3 mm de rugosidad a intervalos aproximados de 40 mm, que se obtiene mediante rastrillado, exposición de áridos u otros métodos con un comportamiento parecido: $c = 0,40$ y $\mu = 0,7$.
- Dentada: una superficie con relieves conforme a la figura 6.9: $c = 0,50$ y $\mu = 0,9$.

(3) Se puede usar un reparto escalonado de la armadura transversal, como se indica en la figura 6.10. Donde se asegure la conexión entre dos hormigones diferentes mediante armaduras (vigas con armaduras en celosía), se puede tomar la contribución del acero a V_{Rdi} como la resultante de las fuerzas obtenidas en cada una de las diagonales siempre y cuando $45^\circ \leq \alpha \leq 135^\circ$.

(4) La resistencia a cortante longitudinal de las juntas inyectadas entre losas o elementos de paredes se puede calcular según el punto (1) del apartado 6.2.5. Sin embargo, en casos donde la junta se pueda fisurar de modo significativo, se debería tomar c como 0 para juntas lisas y rugosas y 0,5 para juntas dentadas [véase también el punto (12) del apartado 10.9.3].

(5) Bajo cargas de fatiga o dinámicas, se deberían reducir a la mitad los valores para c del punto (1) del apartado 6.2.5.

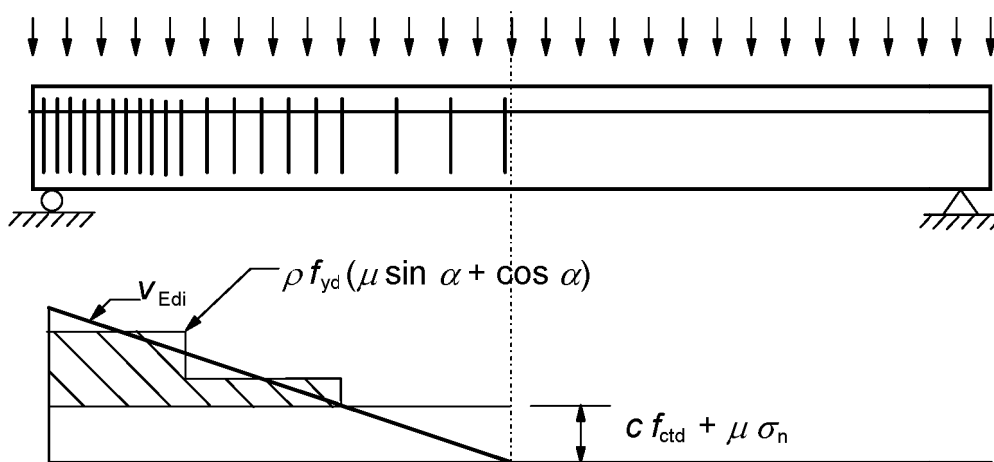


Figura 6.10 – Diagrama de cortante representando la armadura de junta requerida

6.3 Torsión

6.3.1 Generalidades

(1)P Si el equilibrio estático de una estructura depende de la resistencia a torsión de los elementos de la misma, se debe realizar un cálculo completo de torsión que cubra tanto los estados límite últimos como los de servicio.

(2) Si en estructuras estáticamente indeterminadas la torsión se produce sólo a partir de consideraciones de compatibilidad, y la estructura no depende de la resistencia torsional para su estabilidad, entonces será normalmente innecesario considerar la torsión en estado límite último. En tales casos se debería disponer una armadura mínima, como la indicada en los apartados 7.3 y 9.2, bajo la forma de estribos y barras longitudinales con el fin de prevenir una fisuración excesiva.

(3) Se puede calcular la resistencia de una sección a torsión suponiendo una sección cerrada de paredes delgadas, en la cual el equilibrio se satisface mediante un flujo cerrado de cortantes. Se pueden idealizar secciones macizas mediante secciones de paredes delgadas equivalentes. Las formas complejas, tales como secciones en forma de T, se pueden dividir en una serie de subsecciones, cada una modelada como equivalente de una sección de pared delgada, y la resistencia torsional tomada como la suma de las capacidades de los elementos individuales.

(4) La distribución de los momentos torsores actuantes sobre las subsecciones debería ser proporcional a las rigideces a torsión de la sección no fisurada. En secciones no macizas el espesor de la pared equivalente no debería superar el espesor real de la pared.

(5) Puede diseñarse cada subsección de forma separada.

6.3.2 Procedimiento del cálculo

(1) La tensión cortante en la pared de una sometida a un momento de torsión pura se puede calcular a partir de:

$$\tau_{t,i} t_{ef,i} = \frac{T_{Ed}}{2A_k} \quad (6.26)$$

El esfuerzo rasante $V_{Ed,i}$ en una pared i debido a la torsión se obtiene de:

$$V_{Ed,i} = \tau_{t,i} t_{ef,i} z_i \quad (6.27)$$

donde

T_{Ed} es la torsión de cálculo aplicada (véase la figura 6.11).

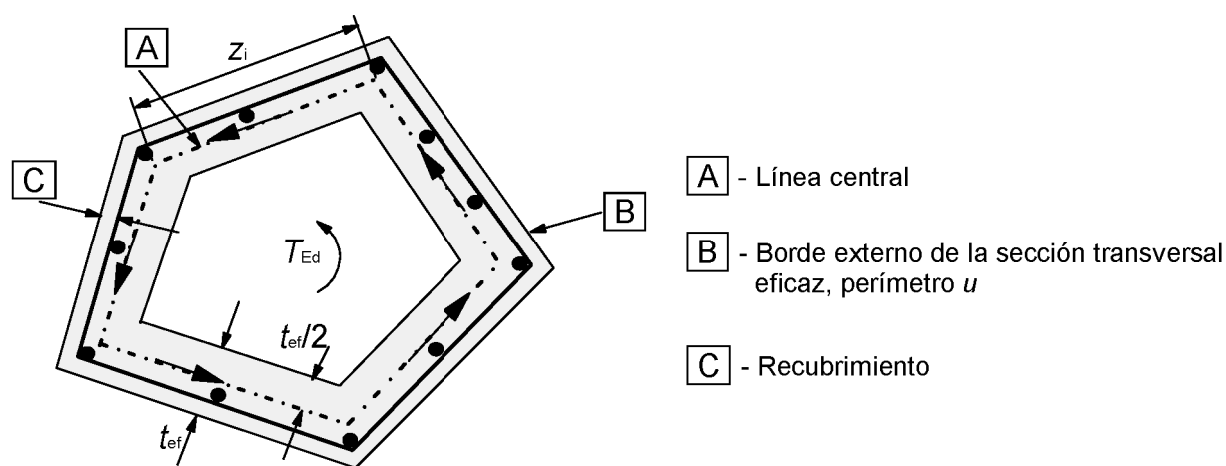


Figura 6.11 – Símbolos y definiciones utilizadas en el apartado 6.3

A_k es el área encerrada por las líneas centrales de las paredes que se pueden conectar, incluyendo las áreas internas huecas;

$\tau_{t,i}$ es la tensión a cortante por torsión en la pared i ;

$t_{ef,i}$ es el espesor eficaz de la pared. Se puede tomar como A/u , pero no se debería tomar como menos de dos veces la distancia entre el borde y el centro de la armadura longitudinal. Para secciones huecas el espesor real es un límite superior;

A es el área total de la sección transversal dentro de la perimetro exterior, incluyendo las áreas huecas internas;

u es el perimetro externo de la sección transversal;

z_i es la longitud del lado de la pared i definida por la distancia entre los puntos de intersección con las paredes adyacentes.

(2) Se pueden suponer los efectos de la torsión y el cortante para elementos tanto macizos como huecos, si se supone el mismo valor θ de inclinación de bielas. Los límites para θ indicados en el punto (2) del apartado 6.2.3 también son aplicables en su totalidad para el caso de la combinación de torsión y cortante.

La capacidad resistente máxima de un elemento solicitado a cortante y torsión viene dada en el punto (4) del apartado 6.3.2.

(3) Se puede calcular el área requerida de la sección transversal de armadura longitudinal para torsión, ΣA_{sl} , a partir de la ecuación (6.28):

$$\frac{\sum A_{sl} f_{yd}}{u_k} = \frac{T_{Ed}}{2A_k} \cot \theta \quad (6.28)$$

donde

u_k es el perimetro del área A_k ;

f_{yd} es el límite elástico de cálculo del acero de la armadura pasiva longitudinal A_{sl} ;

θ es el ángulo de las bielas comprimidas (véase la figura 6.5).

En cordones comprimidos, se puede reducir la armadura longitudinal proporcionalmente a la fuerza de compresión disponible. En cordones traccionados, se debería añadir la armadura longitudinal de torsión a otras armaduras. La armadura longitudinal se debería distribuir generalmente en la longitud del lado, z_i , pero para secciones más pequeñas se puede concentrar en los extremos de esta longitud.

(4) La resistencia máxima de un elemento sometido a torsión y a cortante viene limitada por la capacidad de sus bielas de hormigón. Con el fin de no sobrepasar esta resistencia, se debería satisfacer la siguiente condición:

$$T_{Ed} / T_{Rd,máx.} + V_{Ed} / V_{Rd,máx.} \leq 1,0 \quad (6.29)$$

donde

T_{Ed} es el momento de torsión de cálculo;

V_{Ed} es la fuerza transversal de cálculo;

$T_{Rd,máx.}$ es la resistencia a torsión de cálculo conforme a

$$T_{Rd,máx.} = 2v \alpha_{cw} f_{cd} A_k t_{ef,i} \sin \theta \cos \theta \quad (6.30)$$

donde v se obtiene del punto (6) del apartado 6.2.2 y α_{cw} de la ecuación (6.9).

$V_{Rd,máx.}$ es la resistencia a esfuerzo cortante máxima, conforme a la ecuación (6.9) o a la (6.14). En secciones transversales macizas, se puede usar la anchura máxima de las almas para determinar $V_{Rd,máx.}$.

(5) Para secciones macizas aproximadamente rectangulares, sólo se requiere una armadura mínima (véase 9.2.1.1), siempre y cuando se cumpla la siguiente condición:

$$T_{Ed} / T_{Rd,c} + V_{Ed} / V_{Rd,c} \leq 1,0 \quad (6.31)$$

donde

$T_{Rd,c}$ es el momento de fisuración por torsión, que se puede determinar estableciendo $\tau_{t,1} = f_{ctd}$;

$V_{Rd,c}$ viene de la ecuación (6.2).

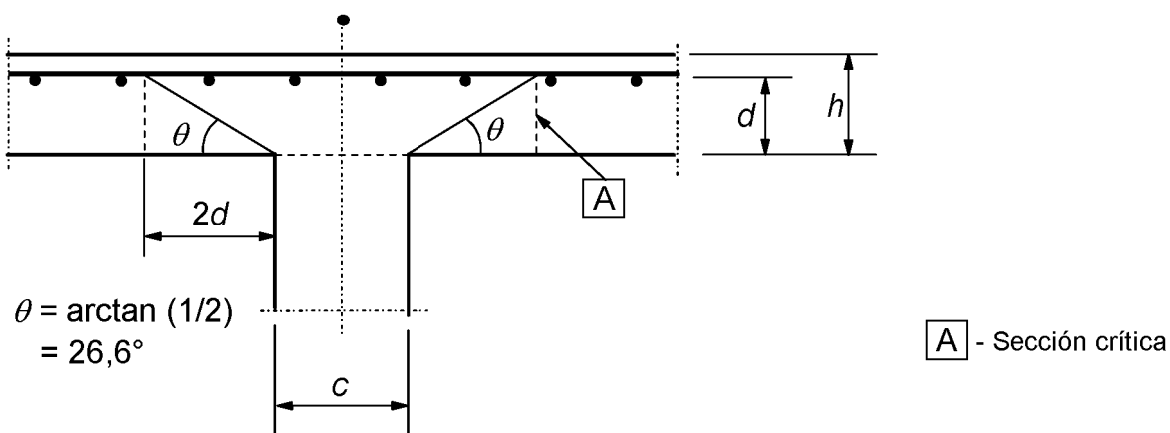
6.3.3 Alabeo producido por la torsión

- (1) El alabeo torsional puede, en general, ignorarse para secciones cerradas de pared delgada y secciones macizas.
- (2) En elementos abiertos de pared delgada puede ser necesario considerar una torsión de alabeo. Para secciones transversales muy finas el cálculo se debería basar en un modelo de emparrillado de vigas y para otros casos suponiendo un modelo de celosía. En todos los casos el cálculo se debería basar en las reglas de cálculo para flexión y esfuerzo normal longitudinal, y para esfuerzo cortante.

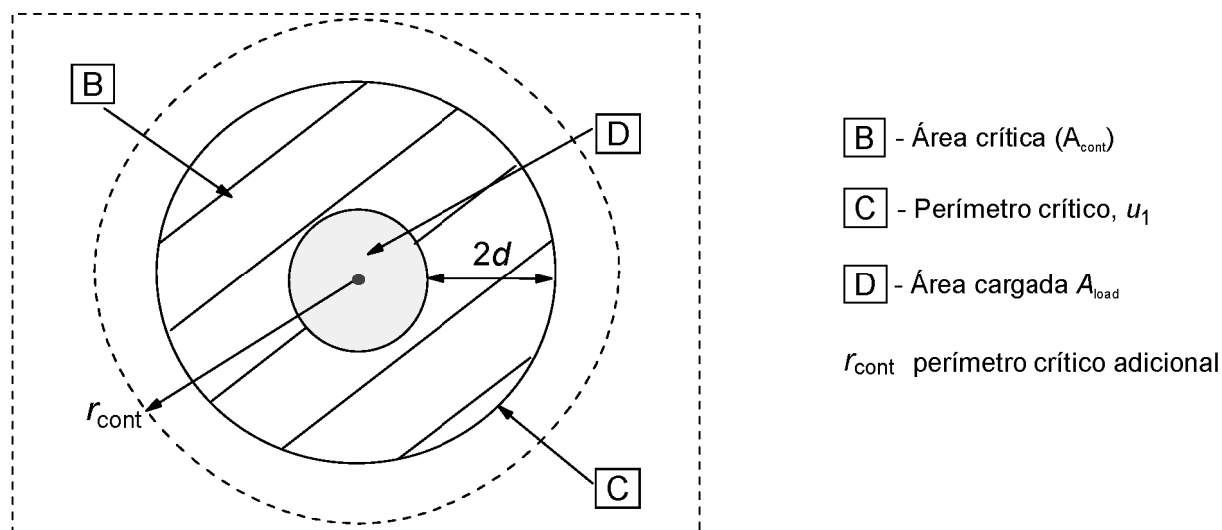
6.4 Punzonamiento

6.4.1 Generalidades

- (1)P Las reglas indicadas en este apartado complementan aquellas indicadas en el apartado 6.2 y se refieren al cortante de punzonamiento en losas macizas, losas nervadas con zonas macizas sobre pilares, y cimentaciones.
- (2)P El punzonamiento puede ser consecuencia de una carga concentrada o de una reacción que se produce en un área relativamente pequeña, llamada área cargada A_{load} de una losa o cimentación.
- (3) En la figura 6.12 se representa un modelo de cálculo adecuado para la comprobación de agotamiento por punzonamiento en estado límite último



a) Sección



b) Planta

Figura 6.12 – Modelo de comprobación para punzonamiento en estado límite último

(4) Se debería comprobar la resistencia a cortante en la cara del pilar y en el perímetro crítico u_1 . Si se requiere armadura de cortante, se debería encontrar un perímetro adicional $u_{out,ef}$ donde ya no se requiera armadura de cortante.

(5) Las reglas indicadas en el apartado 6.4 se han formulado principalmente para el caso de cargas uniformemente distribuidas. En casos especiales, tales como zapatas, la carga dentro del perímetro crítico se suma a la resistencia del sistema estructural y se puede restar cuando se determina la tensión de punzonamiento de cálculo.

6.4.2 Distribución de carga y perímetro crítico

(1) El perímetro crítico u_1 se puede calcular a una distancia $2,0d$ a partir del área cargada, y se debería construir de manera que se minimice su longitud (véase la figura 6.13).

Se supone que el canto útil de la losa es constante y se puede considerar normalmente como:

$$d_{\text{eff}} = \frac{(d_y + d_z)}{2} \quad (6.32)$$

donde d_y y d_z son los cantos útiles de la armadura en dos direcciones ortogonales.

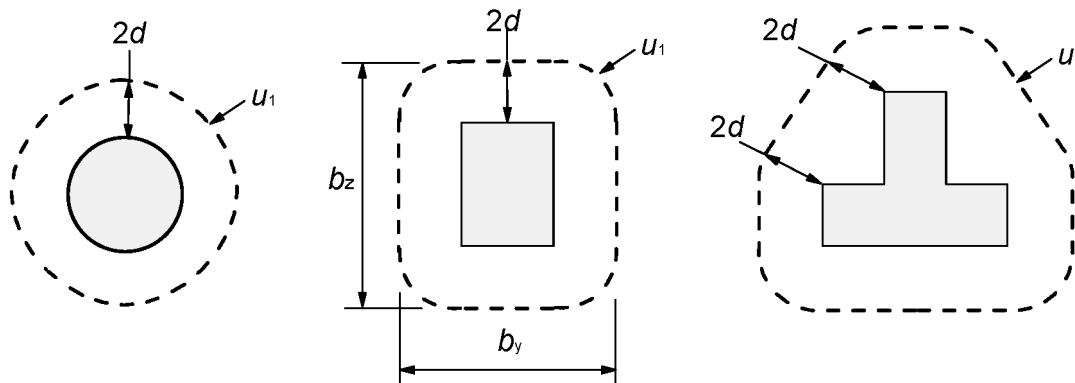


Figura 6.13 – Perímetros críticos típicos alrededor de las áreas cargadas

- (2) Se deberían considerar perímetros críticos a una distancia menor que $2d$ si a la fuerza concentrada se le opone una alta presión (por ejemplo presión del suelo en una base), o los efectos de una carga o reacción dentro de la distancia $2d$ del contorno del área de aplicación de la fuerza.
- (3) Para áreas cargadas situadas cerca de aberturas o aligeramientos, si la distancia más corta entre el perímetro del área cargada y el borde de la abertura no es mayor que $6d$, se considera ineficaz aquella parte del perímetro crítico contenida entre las dos tangentes al contorno de la abertura trazadas desde el centro del área cargada (véase la figura 6.14).

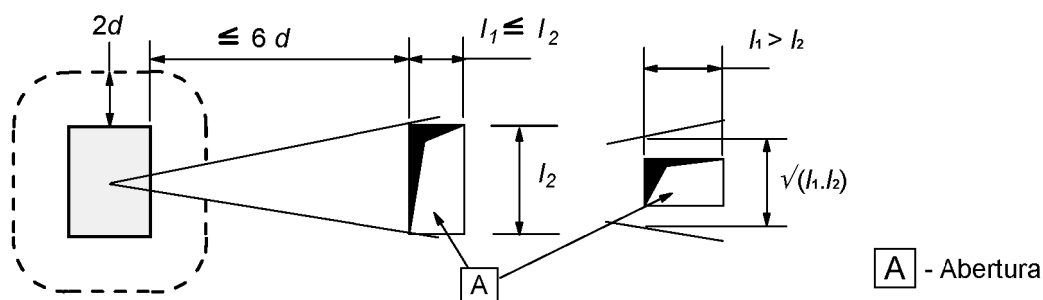


Figura 6.14 – Perímetro crítico cerca de una abertura

- (4) En el caso de un área cargada próxima a un borde libre o una esquina, se debería tomar el perímetro crítico como se muestra en la figura 6.15, si esto proporciona un perímetro (excepto los bordes no apoyados) menor que el obtenido a partir de los puntos (1) y (2) anteriores.

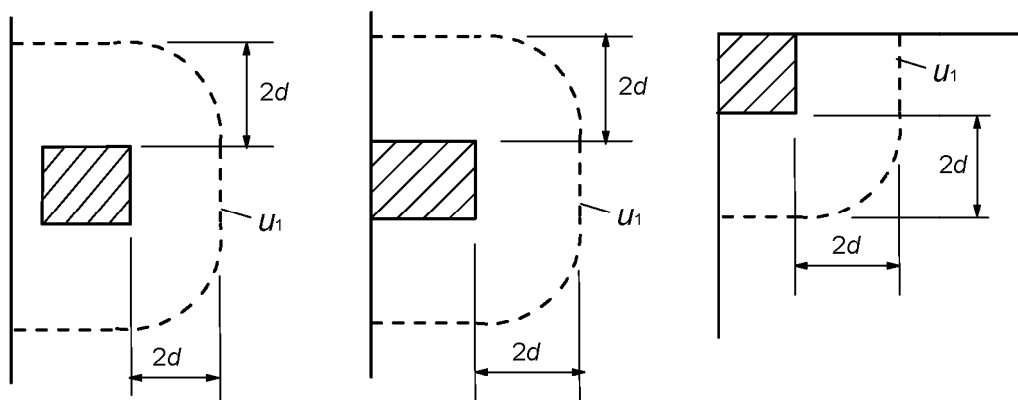


Figura 6.15 – Perímetros críticos para áreas cargadas próximas o en un borde o esquina

(5) En áreas cargadas próximas a un borde o esquina, es decir a una distancia menor a d , se debería disponer siempre una armadura de borde adicional, véase el apartado 9.3.1.4.

(6) La sección de crítica es aquella que sigue el perímetro crítico y se extiende sobre el canto útil d . Para losas de canto constante, el área crítica es perpendicular al plano medio de la losa. Para losas o zapatas de canto variable que no sean zapatas escalonadas, se puede suponer que el canto útil es el correspondiente al perímetro del área cargada como se muestra en la figura 6.16.

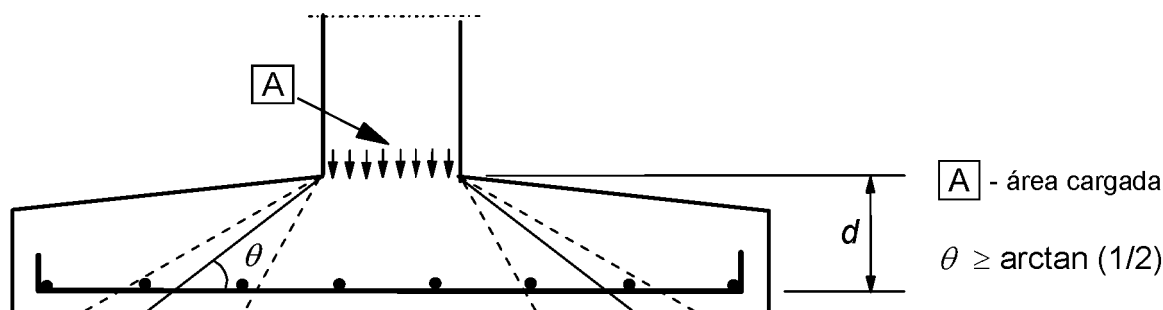


Figura 6.16 – Canto útil del área crítica control en una zapata de canto variable

(7) Los perímetros adicionales, u_i dentro y fuera del área crítica deberían tener la misma forma que el perímetro crítico.

(8) Para losas con capiteles circulares en los cuales $l_H < 2h_H$ (véase la figura 6.17) sólo se requiere una comprobación de las tensiones de punzonamiento conforme al apartado 6.4.3 en el área crítica fuera del capitel. La distancia de esta sección del centro de gravedad del pilar, r_{cont} , se puede tomar como:

$$r_{cont} = 2d + l_H + 0,5c \quad (6.33)$$

donde

l_H es la distancia desde la cara del pilar al borde del capitel;

c es el diámetro de un pilar circular.

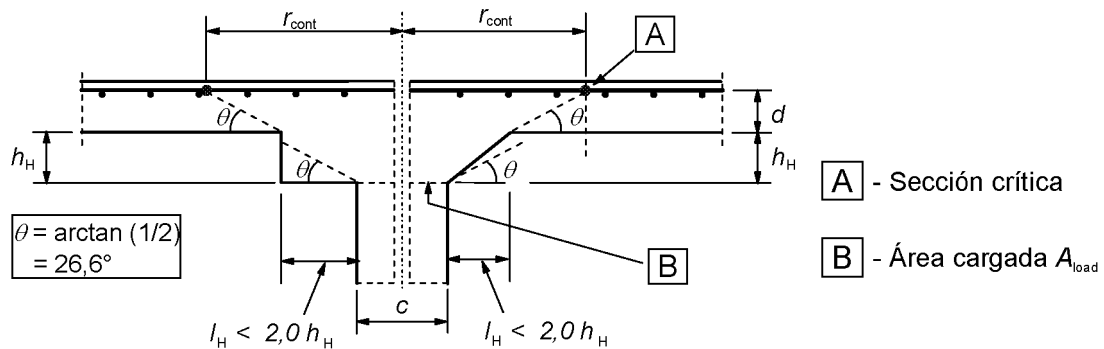


Figura 6.17 – Losa con pilar con capitel, con $l_H < 2,0 h_H$

Para un pilar rectangular con capitel rectangular con $l_H < 2,0 h_H$ (véase la figura 6.17) y dimensiones generales l_1 y l_2 ($l_1 = c_1 + 2l_{H1}$, $l_2 = c_2 + 2l_{H2}$, $l_1 \leq l_2$), el valor r_{cont} se puede tomar como el menor de:

$$r_{cont} = 2d + 0,56 \sqrt{l_1 l_2} \quad (6.34)$$

y

$$r_{cont} = 2d + 0,69 l_1 \quad (6.35)$$

(9) En el caso de pilares con capitel con $l_H < 2,0 h_H$ (véase la figura 6.18), se deberían comprobar las áreas críticas tanto dentro capitel del pilar como en la losa.

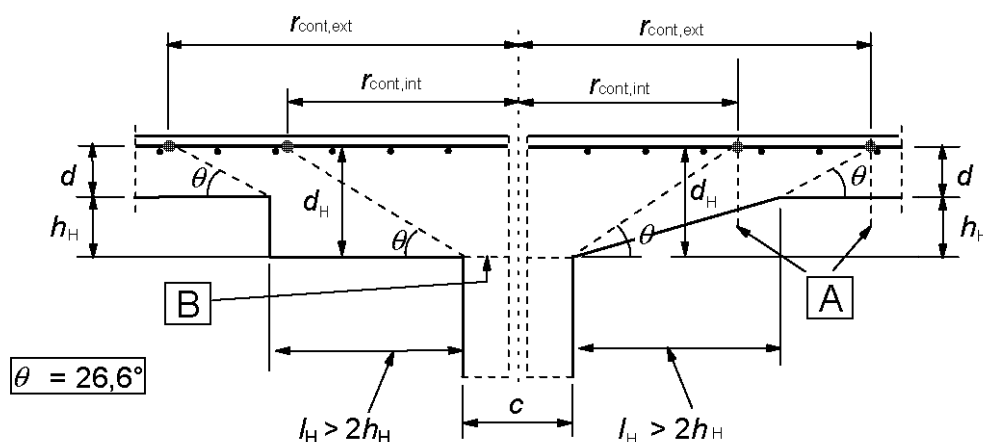
(10) Las disposiciones de los apartados 6.4.2 y 6.4.3 también se aplican para comprobaciones dentro del capitel del pilar con d tomado como d_H conforme a la figura 6.18.

(11) En el caso de pilares circulares las distancias desde el centro de gravedad del pilar a las áreas críticas en la figura 6.18 se pueden tomar como:

$$r_{cont,ext} = l_H + 2d + 0,5c \quad (6.36)$$

y

$$r_{cont,int} = 2(d + h_H) + 0,5c \quad (6.37)$$



A Sección crítica para pilares circulares

B Área cargada A_{load}

Figura 6.18 – Losa con pilar con capitel, con $l_H > 2(d + h_H)$

6.4.3 Cálculo del punzonamiento

(1)P El procedimiento de cálculo del punzonamiento se basa en comprobaciones en la cara del pilar y en el perímetro crítico u_1 . Si se requiere armadura de punzonamiento, se debería encontrar un perímetro adicional $u_{out,ef}$ (véase la figura 6.22) donde ya no se requiera armadura de punzonamiento. Se definen las siguientes resistencias de cálculo a punzonamiento (MPa) a lo largo de las secciones críticas:

$v_{Rd,c}$ es el valor de cálculo de la resistencia a punzonamiento de una losa sin armadura de punzonamiento a lo largo de la sección crítica considerada;

$v_{Rd,cs}$ es el valor de cálculo de la resistencia a punzonamiento de una losa con armadura punzonamiento a lo largo de la sección crítica considerada;

$v_{Rd,máx.}$ es el valor de cálculo de la resistencia a punzonamiento máxima a lo largo de la sección crítica considerada.

(2) Se deberían realizar las siguientes comprobaciones:

(a) No se debería superar la tensión de punzonamiento máxima en el perímetro del pilar, o en el perímetro del área cargada:

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,max}$$

(b) No es necesaria la armadura de punzonamiento si:

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,c}$$

(c) Si v_{Ed} es mayor que $v_{Rd,c}$ para la sección crítica considerada, se debería disponer armadura de punzonamiento conforme al apartado 6.4.5.

(3) Si la reacción en el apoyo es excéntrica en relación al perímetro crítico, la tensión a punzonamiento máxima se debería tomar como:

$$v_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_i d} \quad (6.38)$$

donde

d es el canto útil medio de la losa, la cual se puede tomar como $(d_y + d_z)/2$, donde:

d_y, d_z son los cantos útiles en las direcciones y y z de la sección crítica;

u_i es la anchura del perímetro crítico considerado;

β se obtiene de:

$$\beta = 1 + k \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_1}{W_1} \quad (6.39)$$

donde

u_1 es la longitud del perímetro crítico;

k es un coeficiente que depende de la relación entre las dimensiones del pilar c_1 y c_2 : su valor es una función de las proporciones del momento no compensado transmitido por el cortante no compensado por la flexión y la torsión (véase la tabla 6.1);

W_1 corresponde a una distribución de cortantes como se ilustra en la figura 6.19 y es función del perímetro crítico u_1 ;

$$W_1 = \int_0^{u_1} |e| dl \quad (6.40)$$

dl es un incremento de la longitud del perímetro;

e es la distancia de dl desde el eje alrededor del cual actúa el momento M_{Ed} .

Tabla 6.1 – Valores de k para áreas rectangulares cargadas

c_1/c_2	$\leq 0,5$	1,0	2,0	$\geq 3,0$
k	0,45	0,60	0,70	0,80

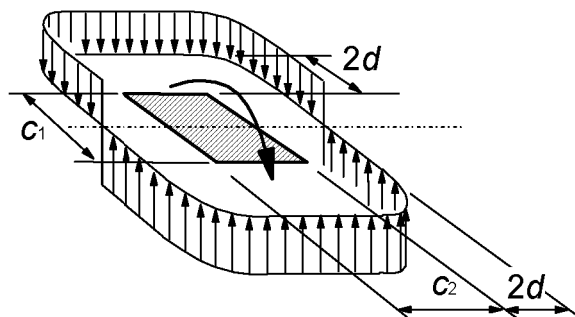


Figura 6.19 – Distribución de cortante debida al momento no compensado en la unión losa-pilar interior

Para un pilar rectangular:

$$W_1 = \frac{c_1^2}{2} + c_1 c_2 + 4c_2 d + 16d^2 + 2\pi d c_1 \quad (6.41)$$

donde

c_1 es la dimensión del pilar paralela a la excentricidad de la carga;

c_2 es la dimensión del pilar perpendicular a la excentricidad de la carga.

Para pilares circulares interiores β se obtiene de:

$$\beta = 1 + 0,6\pi \frac{e}{D + 4d} \quad (6.42)$$

donde D es el diámetro del pilar circular

e es la excentricidad de la carga aplicada $e = M_{Ed}/V_{Ed}$

Para un pilar rectangular interior donde la carga sea excéntrica en ambos ejes, se puede usar la siguiente ecuación aproximada para β :

$$\beta = 1 + 1,8 \sqrt{\left(\frac{e_y}{b_z}\right)^2 + \left(\frac{e_z}{b_y}\right)^2} \quad (6.43)$$

donde

e_y y e_z son las excentricidades M_{Ed}/V_{Ed} en el eje y y en el eje z respectivamente;

b_y y b_z son las dimensiones del perímetro crítico (véase la figura 6.13).

NOTA e_y resulta de un momento alrededor del eje z , y e_z es el resultado de un momento alrededor del eje y .

(4) Para las uniones a pilares de borde, donde la excentricidad perpendicular respecto al borde de la losa (que resulta de un momento alrededor de un eje paralelo al borde de la losa) se produce hacia el interior y no hay excentricidad paralela al borde, se puede considerar la fuerza de punzonamiento como uniformemente distribuida a lo largo del perímetro crítico u_1^* , como se observa en la figura 6.20 (a).

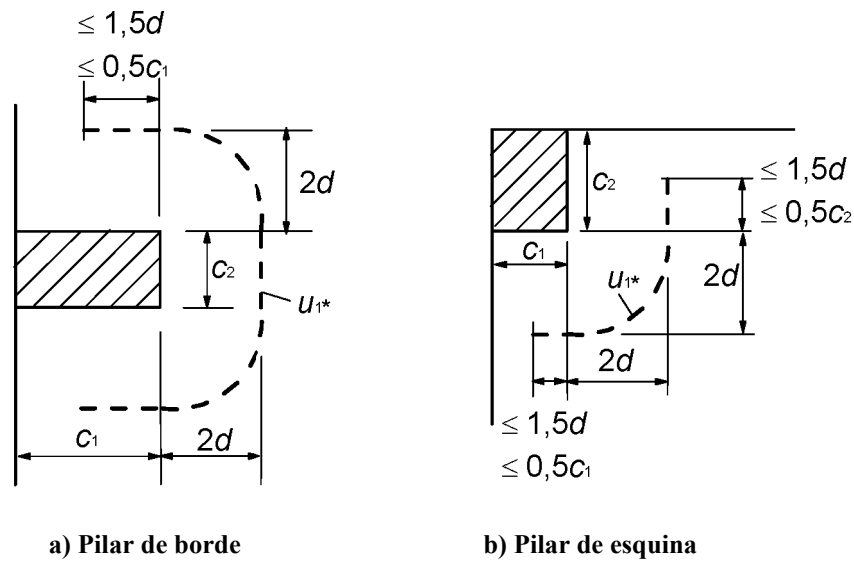


Figura 6.20 – Perímetro crítico reducido u_{1*}

Donde haya excentricidades en ambas direcciones ortogonales, se puede obtener β usando la siguiente ecuación:

$$\beta = \frac{u_1}{u_{1*}} + k \frac{u_1}{W_1} e_{\text{par}} \quad (6.44)$$

donde

u_1 es el perímetro crítico (véase la figura 6.15);

u_{1*} es el perímetro crítico reducido [véase la figura 6.20 (a)];

e_{par} es la excentricidad paralela al borde de la losa que resulta de un momento alrededor del eje perpendicular al borde de la losa;

k se puede obtener de la tabla 6.1 con la relación c_1/c_2 reemplazada por $c_1/2c_2$;

W_1 se calcula para el perímetro crítico u_1 (véase la figura 6.13).

Para un soporte rectangular como se muestra en la figura 6.20 (a):

$$W_1 = \frac{c_2^2}{4} + c_1 c_2 + 4c_1 d + 8d^2 + \pi d c_2 \quad (6.45)$$

Si la excentricidad perpendicular al borde de la losa no se produce hacia el interior, se aplica la ecuación (6.39). Se debería medir la distancia e desde la fibra que pasa por el centro de gravedad del perímetro crítico para el cálculo de W_1 .

(5) Para las uniones de pilares de esquina, donde la excentricidad se produce hacia el interior de la losa, se supone que la fuerza de punzonamiento se distribuye de manera uniforme a lo largo del perímetro crítico u_{1*} , como se define en la figura 6.20(b). Entonces, el valor β puede considerarse como:

$$\beta = \frac{u_1}{u_{1*}} \quad (6.46)$$

Si la excentricidad se produce hacia el exterior, se aplica la ecuación (6.39).

(6) Para estructuras donde la estabilidad lateral no depende del funcionamiento como pórtico entre las losas y los pilares, y donde los vanos contiguos no difieren en longitud en más de 25%, se pueden usar valores aproximados para β .

NOTA Los valores de β para su uso en un Estado se pueden encontrar en su anexo nacional. Los valores recomendados se indican en la figura 6.21N.

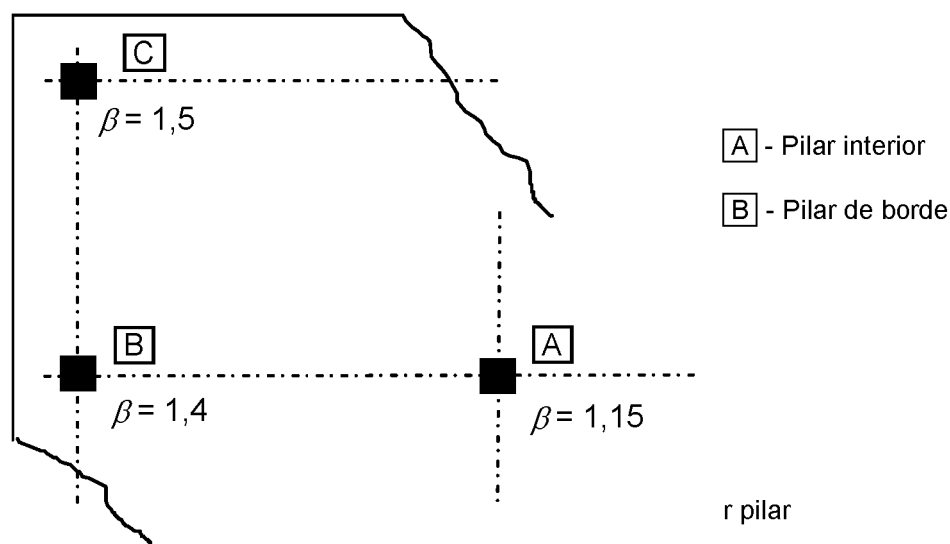


Figura 6.21N – Valores recomendados para β

(7) Cuando se aplica una carga concentrada cerca del apoyo de la losa en un pilar, las reducciones de la fuerza cortante de acuerdo con los puntos (6) del apartado 6.2.2 y (8) del apartado 6.2.3, respectivamente, no son válidas y no deberían incluirse.

(8) La fuerza de punzonamiento V_{Ed} en una losa de cimentación se puede reducir debido a la acción favorable de la presión del suelo.

La componente vertical V_{pd} producida por las armaduras activas inclinadas que cruzan la sección de control se puede tener en cuenta como acción favorable, si es pertinente.

6.4.4 Resistencia al punzonamiento de losas y bases de pilares sin armadura de punzonamiento

(1) Se debería considerar la resistencia al punzonamiento de una losa para la sección crítica conforme al apartado 6.4.2. La resistencia de cálculo del cortante debido al punzonamiento, en MPa, se puede calcular como sigue:

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \geq (v_{min.} + k_1 \sigma_{cp}) \quad (6.47)$$

donde

f_{ck} en MPa

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad d \text{ en mm}$$

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} \cdot \rho_{lz}} \leq 0,02$$

ρ_{ly} , ρ_{lz} se refieren a las cuantías de la armadura adherente de tracción en las direcciones y y z, respectivamente. Los valores ρ_{ly} y ρ_{lz} se deberían calcular como valores medios tomando una anchura de losa igual a la anchura del soporte más $3d$ a cada lado.

$$\sigma_{cp} = (\sigma_{cy} + \sigma_{cz}) / 2$$

donde

σ_{cy}, σ_{cz} son las tensiones normales del hormigón en la sección crítica en las direcciones y y z (unidades en MPa, con signo positivo si son de compresión):

$$\sigma_{c,y} = \frac{N_{Ed,y}}{A_{cy}} \quad \text{y} \quad \sigma_{c,z} = \frac{N_{Ed,z}}{A_{cz}}$$

$N_{Ed,y}, N_{Ed,z}$ son las fuerzas longitudinales a lo largo del vano para pilares internos y la fuerza longitudinal a través de la sección crítica para los pilares de borde. La fuerza puede deberse a una carga o una acción de pretensado.

A_c es el área del hormigón conforme a la definición de N_{Ed} .

NOTA Los valores de $C_{Rd,c}$, $v_{min.}$ y k_1 para su uso en un Estado se pueden encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado para $C_{Rd,c}$ es 0,18/% para $v_{min.}$ viene dado por la ecuación (6.3N) y el de k_1 es 0,1.

(2) Se debería comprobar la resistencia al punzonamiento de las bases de los pilares en los perímetros críticos dentro de $2d$ a partir del contorno del soporte.

En el caso de carga concéntrica, la fuerza neta aplicada es:

$$V_{Ed,red} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed} \quad (6.48)$$

donde

V_{Ed} es la fuerza de punzonamiento aplicada;

ΔV_{Ed} es la fuerza neta ascendente dentro del perímetro crítico considerado, es decir, presión ascendente a partir del suelo menos el peso propio de la base.

$$v_{Ed} = V_{Ed,red} / ud \quad (6.49)$$

$$v_{Rd} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} \times 2d / a \geq v_{min.} \times 2d / a \quad (6.50)$$

donde

a es la distancia del contorno del pilar al perímetro crítico considerado;

$C_{Rd,c}$ se define en el punto (1) del apartado 6.4.4;

$v_{min.}$ se define en el punto (1) del apartado 6.4.4;

k se define en el punto (1) del apartado 6.4.4.

En el caso de carga excéntrica

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed,red}}{ud} \left[1 + k \frac{M_{Ed} u}{V_{Ed,red} W} \right] \quad (6.51)$$

donde k se define en el punto (3) del apartado 6.4.3 o en el punto (4) del apartado 6.4.3 según corresponda, y W es similar a W_1 pero para el perímetro u .

6.4.5 Resistencia al punzonamiento de losas y bases de pilares con armadura de punzonamiento

(1) Donde la armadura de punzonamiento sea necesaria, se debería calcular conforme a la ecuación (6.52):

$$v_{Rd,cs} = 0,75 v_{Rd,c} + 1,5 \left(d / s_r \right) A_{sw} f_{ywd,ef} \left(1 / (u_1 d) \right) \sin \alpha \quad (6.52)$$

donde

A_{sw} es el área de un perímetro de armadura de punzonamiento alrededor del soporte [mm^2];

s_r es la distancia en dirección radial entre perímetros de armadura de punzonamiento [mm];

$f_{ywd,efq}$ es el valor de cálculo de la resistencia eficaz de la armadura de punzonamiento, que se obtiene de $f_{ywd,ef} = 250 + 0,25 d \leq f_{ywd}$ [MPa];

d es la media de los cantos útiles en las direcciones ortogonales [mm];

α es el ángulo entre la armadura de punzonamiento y el plano de la losa.

Si se proporciona una sola línea de barras dobladas hacia abajo, entonces se puede dar a la relación d/s_r el valor de 0,67 en la ecuación (6.52).

(2) En el apartado 9.4.3 se proporcionan requisitos detallados para la armadura de punzonamiento.

(3) La armadura de punzonamiento junto al soporte está limitada a un máximo de:

$$v_{Ed} = \frac{\beta V_{Ed}}{u_0 d} \leq v_{Rd,m\acute{a}x.} \quad (6.53)$$

donde

u_0 para un soporte interior $u_0 = \text{longitud del contorno del soporte [mm]}$

para un soporte de borde $u_0 = c_2 + 3d < c_2 + 2c_1$ [mm]

para un soporte de esquina $u_0 = 3d < c_1 + c_2$ [mm];

c_1, c_2 son las dimensiones de los pilares como muestra la figura 6.20;

v véase la ecuación (6.6);

β véanse los artículos 6.4.3 (3), (4) y (5).

NOTA El valor de $v_{Rd,m\acute{a}x.}$ para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado es de $0,5 v_{fd}$.

(4) Se debería calcular el perímetro crítico en el cual no se requiere armadura de cortante, u_{out} (o $u_{out,ef}$ véase la figura 6.22) a partir de la ecuación (6.54).

$$u_{out,ef} = \beta V_{Ed} / (v_{Rd,c} d) \quad (6.54)$$

El perímetro más exterior de la armadura de punzonamiento debería situarse a una distancia no mayor que kd dentro de u_{out} (o $u_{out,ef}$ véase la figura 6.22).

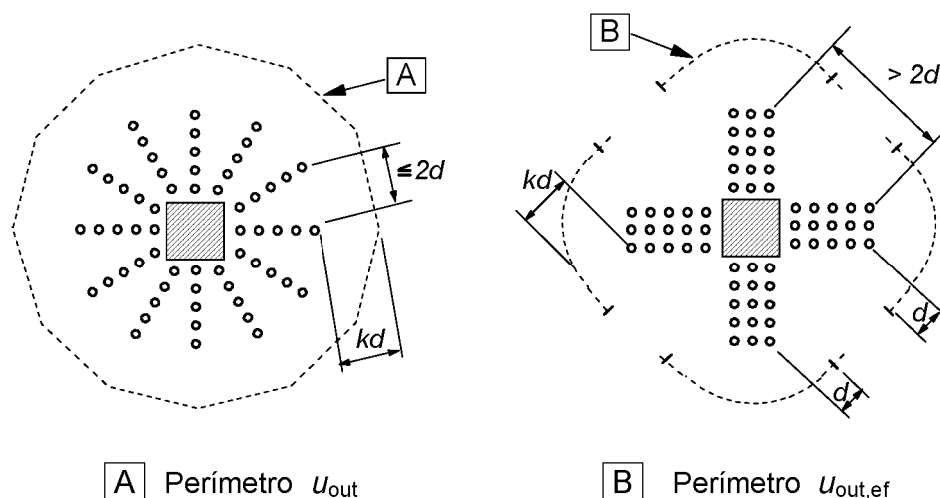


Figura 6.22 – Perímetros críticos en pilares internos

NOTA El valor de k para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado es 1,5.

(5) Si se usan productos patentados como armadura de punzonamiento, se debería determinar $V_{Rd,cs}$ mediante ensayos conforme al documento de idoneidad técnica europeo (DITE) correspondiente. Véase también el apartado 9.4.3.

6.5 Cálculo con modelos de bielas y tirantes

6.5.1 Generalidades

(1)P Se pueden usar modelos de bielas y tirantes donde existan distribuciones de deformaciones unitarias no lineales (por ejemplo soportes, junto a cargas concentradas o tensión plana) (véase también 5.6.4).

6.5.2 Bielas

(1) La resistencia de cálculo de una biela de hormigón en una región con tensión transversal de compresión o sin tensión transversal, se puede calcular a partir de la ecuación (6.55) (véase la figura 6.23).

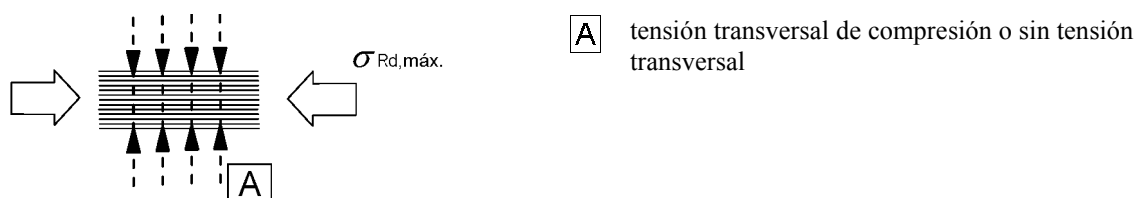


Figura 6.23 – Resistencia de cálculo de las bielas de hormigón sin tracción transversal

$$\sigma_{Rd,máx.} = f_{cd} \quad (6.55)$$

Puede ser apropiado suponer una resistencia de cálculo mayor en regiones donde existe una compresión multiaxial.

(2) Se debería reducir la resistencia de cálculo para las bielas de hormigón en las zonas fisuradas por compresión y, a menos que se use una metodología más rigurosa, se puede calcular a partir de la ecuación (6.56) (véase la figura 6.24).

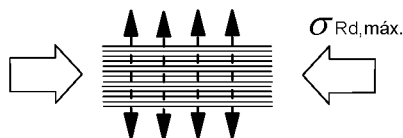


Figura 6.24 – Resistencia de cálculo de las bielas de hormigón con tracción transversal

$$\sigma_{Rd,max.} = 0,6 \nu' f_{cd} \quad (6.56)$$

NOTA El valor de ν' para su uso en un Estado puede encontrarse en su anexo nacional. El valor recomendado viene dado por la ecuación (6.57N).

$$\nu' = 1 - f_{ck} / 250 \quad (6.57N)$$

(3) En el apartado 6.2.2 y en el apartado 6.2.3 se proporcionan métodos de cálculo alternativos para bielas entre áreas cargadas directamente, tales como ménsulas o vigas-pared.

6.5.3 Tirantes

(1) Se debería limitar la resistencia última de cálculo de los tirantes transversales y de la armadura conforme a los apartados 3.2 y 3.3.

(2) La armadura se debería anclar de forma adecuada en los nudos.

(3) La armadura requerida para resistir las fuerzas en los nudos concentrados se pueden repartir a lo largo de una longitud [véase la figura 6.25 (a) y (b)]. Cuando la armadura en el área del nudo se extiende sobre una longitud considerable de un elemento, la armadura se debería distribuir a lo largo de la longitud donde las trayectorias de compresión se curvan (bielas y tirantes). La fuerza de tracción T se puede obtener de:

a) para regiones con discontinuidad parcial $\left(b \leq \frac{H}{2} \right)$, véase la figura 6.25 (a):

$$T = \frac{1}{4} \frac{b-a}{b} F \quad (6.58)$$

b) para regiones con discontinuidad completa $\left(b > \frac{H}{2} \right)$, véase la figura 6.25 (b):

$$T = \frac{1}{4} \left(1 - 0,7 \frac{a}{h} \right) F \quad (6.59)$$

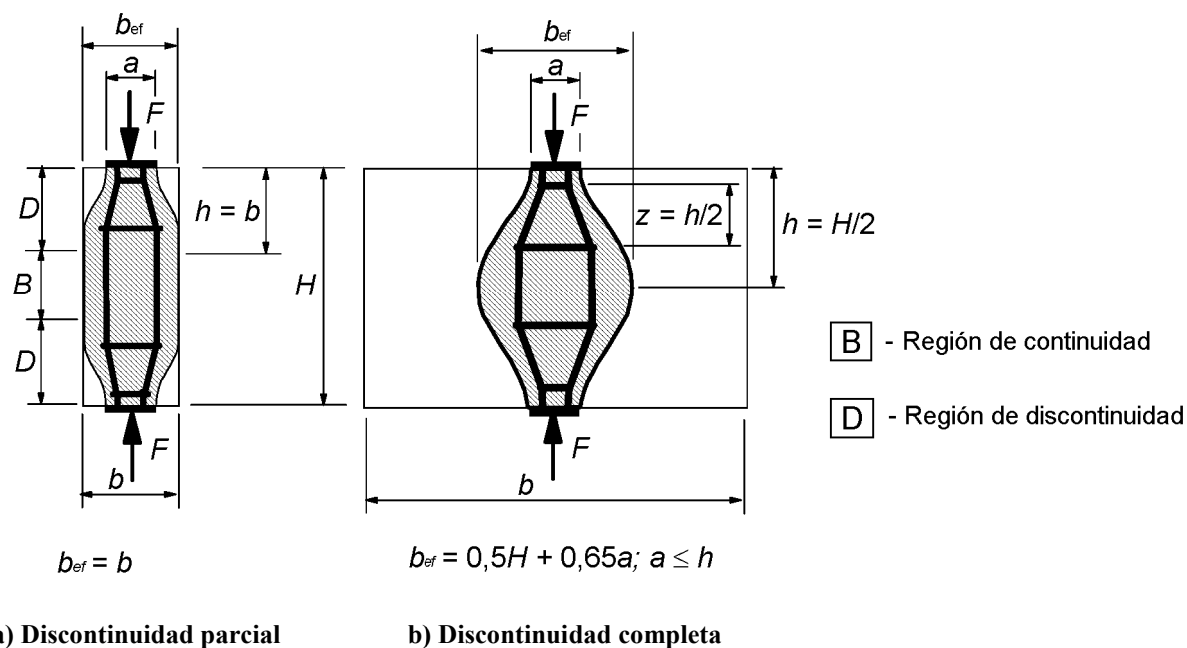


Figura 6.25 – Parámetros para la determinación de las fuerzas transversales de tracción en un campo de compresión con armadura

6.5.4 Nudos

(1)P Las reglas para los nudos también son aplicables a regiones donde fuerzas concentradas se transfieren a un elemento y no se calculan por el método de bielas y tirantes.

(2)P Las fuerzas que actúan en los nudos deben estar en equilibrio. Se deben considerar fuerzas transversales de tracción perpendiculares a un nudo en el plano.

(3) El dimensionamiento y la disposición de nudos concentrados son críticos para determinar su capacidad resistente. Los nudos concentrados se pueden producir, por ejemplo, donde se apliquen cargas puntuales, en los apoyos, en zonas de anclaje con concentración de armadura o tendones pretensados, en curvas de barras de armadura y en conexiones y esquinas de elementos.

(4) Los valores de cálculo para las tensiones de compresión dentro de los nudos se pueden obtener:

a) en nudos sometidos a compresión, donde no haya tirantes anclados al nudo (véase la figura 6.26)

$$\sigma_{Rd,m\acute{a}x.} = k_1 v' f_{cd} \quad (6.60)$$

NOTA El valor de k_1 para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado es 1,0.

donde $\sigma_{Rd,m\acute{a}x.}$ es la tensión máxima que se puede aplicar en los bordes del nudo. Véase el punto (2) del apartado 6.5.2 para la definición de v' .

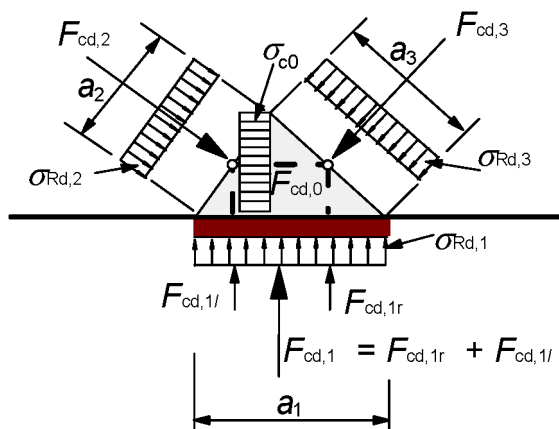


Figura 6.26 – Nudo sometido a compresión sin tirantes

b) en nudos sometidos a compresión y tracción, con tirantes anclados dispuestos en una dirección (véase la figura 6.27).

$$\sigma_{Rd,m\acute{a}x.} = k_2 v' f_{cd} \quad (6.61)$$

donde $\sigma_{Rd,m\acute{a}x.}$ es el máximo entre $\sigma_{Rd,1}$ y $\sigma_{Rd,2}$. Véase el punto (2) del apartado 6.5.2 para la definición de v' .

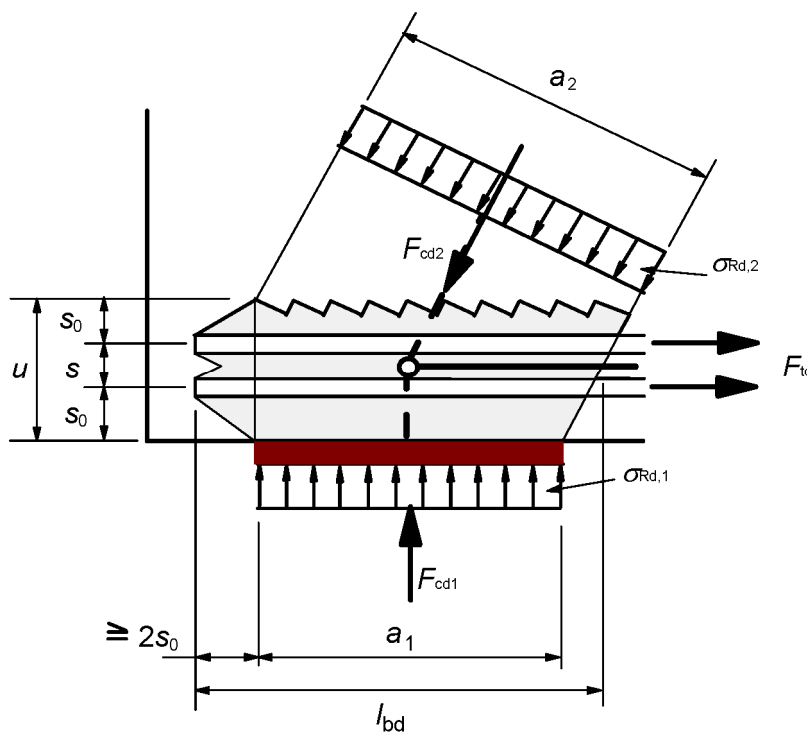


Figura 6.27 – Nudo sometido a compresión y tracción con armadura dispuesta en una dirección

NOTA El valor de k_2 para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado es 0,85.

- c) en nudos sometidos a compresión y tracción, con tirantes anclados dispuestos en más de una dirección (véase la figura 6.28).

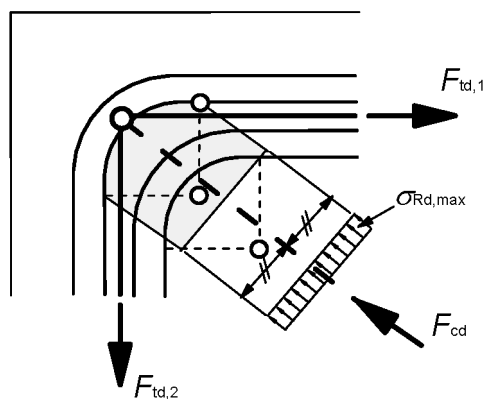


Figura 6.28 – Nudo sometido a compresión y tracción con armadura dispuesta en dos direcciones

$$\sigma_{Rd,m\acute{a}x.} = k_3 v' f_{cd} \quad (6.62)$$

NOTA El valor de k_3 para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado es 0,75.

(5) Bajo las condiciones abajo indicadas, se pueden aumentar los valores de cálculo de la tensión de compresión indicados en el punto (4) del apartado 6.5.4 hasta en un 10%, cuando sea aplicable al menos una de las condiciones siguientes:

- se asegure compresión triaxial;
- todos los ángulos entre bielas y tirantes sean $> 55^\circ$;
- las tensiones aplicadas en los apoyos o en cargas puntuales sean uniformes, y el nudo se encuentre confinado por cercos;
- la armadura se dispone en múltiples capas;
- el nudo se encuentra confinado de forma fiable por una disposición particular de los apoyos o el rozamiento.

(6) Los nudos en compresión triaxial se pueden comprobar conforme a las ecuaciones (3.24) y (3.25), con un límite superior de $\sigma_{Rd,m\acute{a}x.} \leq k_4 v' f_{cd}$ si se conoce la distribución de cargas para las tres direcciones de las bielas.

NOTA El valor de k_4 para su uso en un Estado puede encontrarse en su anexo nacional. El valor recomendado es 3,0.

(7) El anclaje de la armadura en los nudos sometidos a compresión y tracción empieza al principio del nudo, por ejemplo, en el caso de un anclaje de un apoyo empieza en su cara interna (véase la figura 6.27). La longitud del anclaje se debería extender sobre la longitud total del nudo. En ciertos casos, la armadura puede estar anclada también después del nudo. Para anclaje y doblado de armadura, véase desde el apartado 8.4 hasta el apartado 8.6.

(8) Los nudos en compresión plana en la unión de tres bielas se pueden comprobar conforme a la figura 6.26. Se deberían comprobar las tensiones principales medias máximas de los nudos (σ_{c0} , σ_{c1} , σ_{c2} , σ_{c3}) conforme al apartado 6.5.4 (4) a). Normalmente, se puede suponer que:

$$F_{cd,1}/a_1 = F_{cd,2}/a_2 = F_{cd,3}/a_3 \text{ dando como resultado } \sigma_{cd,1} = \sigma_{cd,2} = \sigma_{cd,3} = \sigma_{cd,0}.$$

(9) Los nudos en las curvas de la armadura se pueden analizar conforme a la figura 6.28. Las tensiones medias en las bielas se deberían comprobar conforme al punto (5) del apartado 6.5.4. El diámetro del mandril se debería comprobar conforme al apartado 8.3.

6.6 Anclajes y solapes

(1)P El valor de cálculo de la tensión de adherencia se limita a un valor que depende de las características superficiales de la armadura, de la resistencia a tracción del hormigón y del confinamiento del hormigón circundante. Esto depende del recubrimiento, de la armadura transversal y de la presión transversal.

(2) La longitud necesaria para el desarrollo de la fuerza de tracción requerida en un anclaje o solape se calcula suponiendo una tensión de adherencia constante.

(3) Las reglas de aplicación para el cálculo y los detalles constructivos de anclajes y solapes se proporcionan desde el apartado 8.4 hasta el apartado 8.8.

6.7 Áreas parcialmente cargadas

(1)P En áreas parcialmente cargadas, se deben considerar el aplastamiento local (véase posteriormente) y las fuerzas de tracción transversales (véase 6.5).

(2) Para una distribución uniforme de la carga en un área A_{c0} (véase la figura 6.29) la fuerza concentrada de resistencia se puede determinar de la siguiente manera:

$$F_{Rdu} = A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{A_{c1} / A_{c0}} \leq 3,0 \cdot f_{cd} \cdot A_{c0} \quad (6.63)$$

donde

A_{c0} es el área cargada;

A_{c1} es el área máxima de reparto de cálculo, con una forma similar a A_{c0} .

(3) El área de reparto de cálculo A_{c1} que se requiera para la fuerza de resistencia F_{Rdu} debería corresponder a las siguientes condiciones:

- La altura de la distribución de las cargas en la dirección de cargas debería corresponder a las condiciones indicadas en la figura 6.29.
- El centro del área de reparto de cálculo A_{c1} debe estar en la línea de acción que atraviesa el centro del área cargada A_{c0}
- Si hay más de una fuerza de compresión actuando en la sección transversal de hormigón, las áreas de cálculo no se deberían superponer en la distribución.

El valor de F_{Rdu} se debería reducir si la carga no se distribuye de manera uniforme en el área A_{c0} o si existen grandes fuerzas de cortante.

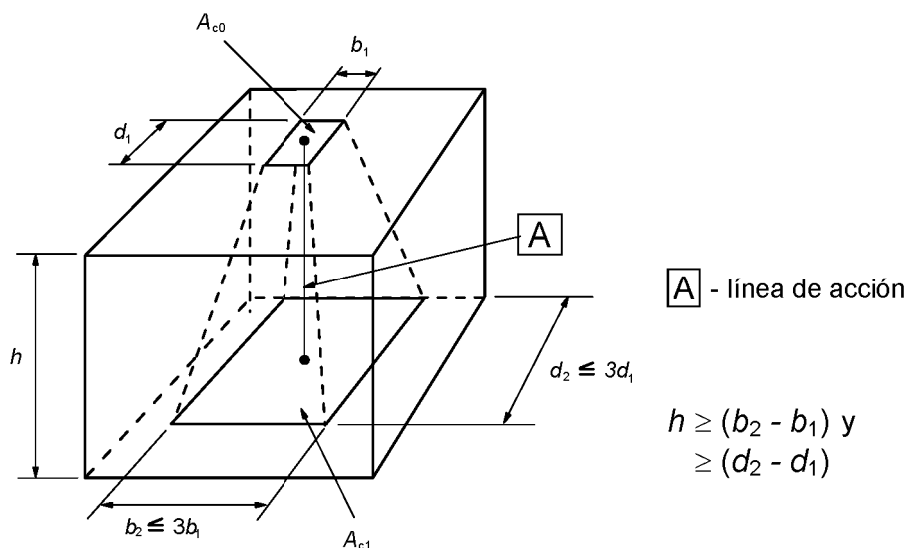


Figura 6.29 – Distribución de cálculo para áreas cargadas parcialmente

- (4) Se debería disponer armadura para responder a las fuerzas de tracción producidas por el efecto de la acción.

6.8 Fatiga

6.8.1 Condiciones de comprobación

- (1)P En casos especiales, se debe comprobar la resistencia de estructuras a la fatiga. Esta comprobación se debe llevar a cabo separadamente para el hormigón y el acero.
- (2) Se debería realizar una comprobación de fatiga para estructuras y componentes de estructura sujetos a ciclos de carga regulares (por ejemplo vigas carril de grúas, puentes expuestos a intenso tráfico de cargas).

6.8.2 Fuerzas y tensiones internas para comprobación de fatiga

- (1)P El cálculo de las tensiones debe basarse en la hipótesis de secciones transversales fisuradas, despreciando la capacidad resistente del hormigón a tracción, pero cumpliendo la compatibilidad de las deformaciones unitarias.
- (2)P El efecto de los distintos comportamientos de adherencia de armaduras activas y pasivas se debe considerar aumentando el rango de tensiones en la armadura pasiva calculada bajo la hipótesis de una adherencia perfecta, mediante el factor η que se obtiene de:

$$\eta = \frac{A_S + A_P}{A_S + A_P \sqrt{\xi(\phi_S / \phi_P)}} \quad (6.64)$$

donde

A_S es el área de la armadura pasiva;

A_P es el área de la armadura activa;

ϕ_S es el mayor diámetro de la armadura pasiva;

ϕ_p es el diámetro o diámetro equivalente de la armadura activa;

$\phi_p = 1,6 \sqrt{A_p}$ para grupos de barras;

$\phi_p = 1,75 \phi_{\text{wire}}$ para cordones de 7 alambres, donde ϕ_{wire} es el diámetro del alambre;

$\phi_p = 1,20 \phi_{\text{wire}}$ para cordones de 3 alambres, donde ϕ_{wire} es el diámetro del alambre.

ξ es la relación entre la resistencia de adherencia de las armaduras activas adherentes y el acero corrugado en hormigón. El valor queda sometido al documento de idoneidad técnica europeo (DITE) correspondiente. En su ausencia, se pueden usar los valores indicados en la tabla 6.2.

Tabla 6.2 – Relación de resistencias de adherencia, ξ entre la armadura activa y la pasiva

Armadura activa	ξ		
	pretesa	adherente, postesa	
		< C50/60	≥ C70/85
barras y alambres lisos	No aplicable	0,3	0,15
cordones	0,6	0,5	0,25
alambres grafilados	0,7	0,6	0,3
barras corrugadas	0,8	0,7	0,35
NOTA Se puede interpolar para obtener los valores intermedios entre C50/60 y C70/85.			

(3) Para el cálculo de la armadura de cortante, la inclinación de las bielas de compresión, θ_{fat} , se puede calcular mediante un modelo de bielas y tirantes, o conforme a la ecuación (6.65).

$$\tan \theta_{\text{fat}} = \sqrt{\tan \theta} \leq 1,0 \quad (6.65)$$

donde

θ es el ángulo de las bielas de compresión del hormigón respecto al eje de la viga supuesto para el cálculo en ELU (véase 6.2.3).

6.8.3 Combinación de acciones

(1)P Para el cálculo de los rangos de tensiones se debe dividir la acción en acciones no cíclicas y acciones cíclicas que inducen a la fatiga (un número de acciones de carga repetidas).

(2)P La combinación básica de carga no cíclica es similar a la definición de la combinación frecuente en ELS:

$$E_d = E\{G_{k,j}; P; \psi_{1,1}Q_{k,1}; \psi_{2,i}Q_{k,i}\} \quad j \geq 1; i > 1 \quad (6.66)$$

La combinación de acciones entre corchetes $\{\}$ (llamada combinación básica), se puede expresar de la siguiente manera:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} "+" P "+" \psi_{1,1}Q_{k,1} "+" \sum_{i > 1} \psi_{2,i}Q_{k,i} \quad (6.67)$$

NOTA $Q_{k,1}$ y $Q_{k,i}$ son acciones no cíclicas y no permanentes.

(3)P La acción cíclica se debe combinar con la combinación básica desfavorable:

$$E_d = E \left\{ \left\{ G_{k,j}; P; \psi_{1,1} Q_{k,1}; \psi_{2,i} Q_{k,i} \right\} Q_{fat} \right\} \quad j \geq 1; i > 1 \quad (6.68)$$

La combinación de acciones entre corchetes $\{\}$ (llamada combinación básica más acción cíclica), se puede expresar de la siguiente manera:

$$\left(\sum_{j \geq 1} G_{k,j} "+" P "+" \psi_{1,1} Q_{k,1} "+" \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \right) "+" Q_{fat} \quad (6.69)$$

donde

Q_{fat} es la carga de fatiga correspondiente (por ejemplo las cargas de tráfico, como se definen en la Norma EN 1991, u otras cargas cíclicas).

6.8.4 Procedimiento de comprobación para armaduras activas y pasivas

(1) El daño producido por un incremento de tensión constante y cíclico $\Delta\sigma$, se puede determinar mediante el uso las curvas S-N correspondientes (figura 6.30) para armaduras activas y pasivas. La carga aplicada se debería multiplicar por $\gamma_{s,fat}$. El rango de tensión resistente obtenido a los N^* ciclos, $\Delta\sigma_{Rsk}$, se debería dividir por el coeficiente parcial de seguridad $\gamma_{s,fat}$.

NOTA 1 Los valores de $\gamma_{s,fat}$ para su uso en un Estado se pueden encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado es 1,0.

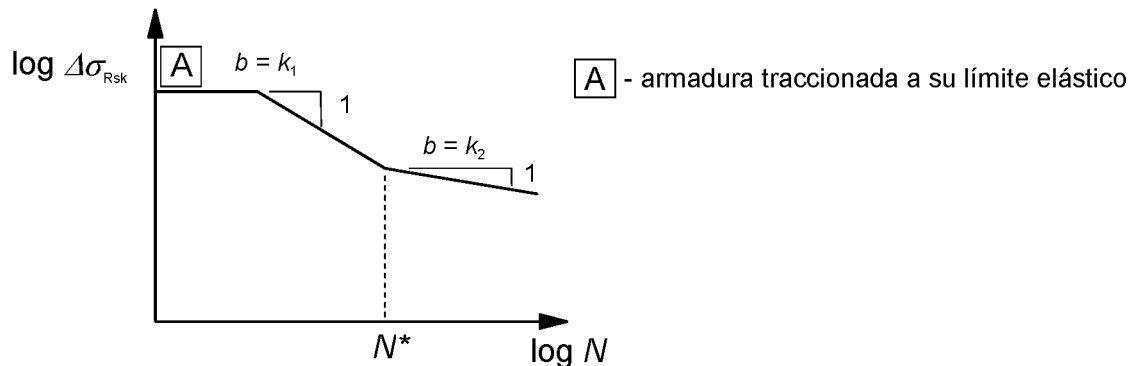


Figura 6.30 – Forma de la curva de resistencia a fatiga característica (curvas S-N para armaduras activas y pasivas)

NOTA 2 Los valores de los parámetros para armaduras pasivas y activas de las curvas S-N para su uso en un Estado se pueden encontrar en su anexo nacional. Los valores recomendados se indican en la tabla 6.3N y en la tabla 6.4N, aplicándose respectivamente para armaduras pasivas y activas.

Tabla 6.3N – Parámetros para curvas S-N de armaduras pasivas

Tipo de armadura pasiva	N^*	Exponente de la tensión		$\Delta\sigma_{Rsk}$ (MPa) en N^* ciclos
		k_1	k_2	
Barras rectas y dobladas ¹	10^6	5	9	162,5
Barras soldadas y mallas electrosoldadas	10^7	3	5	58,5
Dispositivos de empalme	10^7	3	5	35
NOTA 1 Los valores para $\Delta\sigma_{Rsk}$ son para barras rectas. Los valores para barras dobladas se deberían obtener usando un factor de reducción $\zeta = 0,35 + 0,026 D / \phi$, donde D diámetro del mandril ϕ diámetro de la barra				

Tabla 6.4N – Parámetros para curvas S-N de armadura activa

Curva S-N de armadura activa utilizada para	N^*	Exponente de la tensión		$\Delta\sigma_{Rsk}$ (MPa) en N^* ciclos
		k_1	k_2	
Armadura pretesa	10^6	5	9	185
Armadura postesa				
– monocordones en vainas de plástico	10^6	5	9	185
– armaduras activas rectas o curvas en vainas de plástico	10^6	5	10	150
– armaduras activas curvas en vainas de acero	10^6	5	7	120
– dispositivos de empalme	10^6	5	5	80

(2) Para múltiples ciclos con amplitudes variables, el daño se puede sumar usando la regla de Palmgren-Miner. Así pues, el coeficiente del daño de fatiga D_{Ed} en el acero causado por las cargas de fatiga relevantes debería satisfacer la condición:

$$D_{Ed} = \sum_i \frac{n(\Delta\sigma_i)}{N(\Delta\sigma_i)} < 1 \quad (6.70)$$

donde

$n(\Delta\sigma_i)$ es el número aplicado de ciclos para un rango de tensiones $\Delta\sigma_i$;

$N(\Delta\sigma_i)$ es el número resistente de ciclos para un rango de tensiones $\Delta\sigma_i$.

(3)P Si armadura pasiva o activa está sometida a cargas de fatiga, las tensiones calculadas no deben superar el límite elástico de cálculo del acero.

(4) El límite elástico se debería comprobar mediante ensayos de tracción para el acero a emplear.

(5) Cuando se usan las reglas del apartado 6.8 para evaluar la vida que queda de las estructuras existentes o para valorar la necesidad de reforzarla, una vez que la corrosión ha empezado el rango de tensiones se puede determinar mediante la reducción del exponente de tensión k_2 para barras rectas y dobladas.

NOTA El valor de k_2 para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado es 5.

(6)P El rango de tensiones de barras soldadas nunca debe superar el rango de tensiones de barras rectas y dobladas.

6.8.5 Comprobación usando el rango tensional de daño equivalente

(1) En lugar de una comprobación explícita de la resistencia al daño conforme al apartado 6.8.4, la comprobación de la fatiga de casos estándar con cargas conocidas (puentes ferroviarios y de carretera) se puede realizar también de la siguiente manera:

- por rango tensional de daño equivalente para el acero, conforme al punto (3) del apartado 6.8.5;
- daño equivalente para las tensiones de compresión para el hormigón, conforme al apartado 6.8.7.

(2) El método del rango tensional de daño equivalente consiste en representar la situación real de cargas mediante N^* ciclos de un rango de tensiones simple. La Norma EN 1992-2 proporciona modelos de carga de fatiga y procedimientos para el cálculo de rangos de tensión equivalentes, $\Delta\sigma_{S,eq}$, apropiados para las superestructuras de puentes de carretera y ferroviarios.

(3) Para armaduras activas o pasivas y dispositivos de empalme se debería suponer una resistencia a fatiga adecuada si se satisface la ecuación (6.71):

$$\gamma_{F,fat} \cdot \Delta\sigma_{S,eq}(N^*) \leq \frac{\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)}{\gamma_{S,fat}} \quad (6.71)$$

donde

$\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)$ es el rango de tensiones en N^* ciclos a partir de las curvas S-N apropiadas, indicadas en la figura 6.30.

NOTA Véase también la tabla 6.3N y la tabla 6.4N.

$\Delta\sigma_{S,eq}(N^*)$ es el rango tensional de daño equivalente para diferentes tipos de armadura y teniendo en cuenta el número de los ciclos de carga N^* . Para construcciones de edificación $\Delta\sigma_{S,eq}(N^*)$ puede aproximarse por $\Delta\sigma_{S,máx}$.

$\Delta\sigma_{S,máx}$ es el rango máximo de tensiones del acero bajo las combinaciones de carga relevantes.

6.8.6 Otras comprobaciones

(1) Se puede suponer una resistencia a fatiga adecuada para barras sin soldar en tracción, si el intervalo de tensiones bajo carga cíclica frecuente combinada con la combinación básica es $\Delta\sigma_s \leq k_1$.

NOTA El valor de k_1 para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado es 70 MPa.

Se puede suponer una resistencia a fatiga adecuada para barras soldadas en tracción si el intervalo de tensión bajo carga cíclica frecuente combinada con la combinación básica es $\Delta\sigma_s \leq k_2$.

NOTA El valor de k_2 para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado es 35 MPa.

(2) Como simplificación al punto (1) anterior, la comprobación se puede realizar usando la combinación frecuente de cargas. Si se satisface esta condición no son necesarias comprobaciones adicionales.

(3) Donde se usen juntas soldadas o dispositivos de empalme en hormigón pretensado, no deberían producirse tracciones en la sección de hormigón dentro de 200 mm alrededor de la armadura activa o la pasiva bajo la combinación de carga frecuente, junto con el coeficiente de reducción de k_3 para el valor medio de la fuerza de pretensado, P_m .

NOTA El valor de k_3 para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado es 0,9.

6.8.7 Comprobación del hormigón a esfuerzo de compresión o esfuerzo cortante

(1) Se puede suponer una resistencia a fatiga adecuada para el hormigón en compresión, si se cumple la siguiente condición:

$$E_{cd,máx, equ} + 0,43\sqrt{1-R_{equ}} \leq 1 \quad (6.72)$$

donde

$$R_{equ} = \frac{E_{cd,mín, equ}}{E_{cd,máx, equ}} \quad (6.73)$$

$$E_{cd,mín, equ} = \frac{\sigma_{cd,mín, equ}}{f_{cd, fat}} \quad (6.74)$$

$$E_{cd,máx, equ} = \frac{\sigma_{cd,máx, equ}}{f_{cd, fat}} \quad (6.75)$$

donde

R_{equ} es la relación de tensiones;

$E_{cd,mín, equ}$ es el nivel mínimo de tensiones de compresión;

$E_{cd,máx, equ}$ es el nivel máximo de tensiones de compresión;

$f_{cd, fat}$ es el valor de cálculo de la resistencia a fatiga del hormigón conforme a la ecuación (6.76);

$\sigma_{cd,máx, equ}$ es la tensión superior de la amplitud última para N ciclos;

$\sigma_{cd,mín, equ}$ es la tensión inferior de la amplitud última para N ciclos.

NOTA El valor de N ($\leq 10^6$ ciclos) para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado es $N = 10^6$ ciclos.

$$f_{cd, fat} = k_1 \beta_{cc}(t_0) f_{cd} \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \quad (6.76)$$

donde

$\beta_{cc}(t_0)$ es un coeficiente para resistencia del hormigón en la primera puesta en carga [véase el punto (6) del apartado 3.1.2];

t_0 es el tiempo de inicio de la carga cíclica en hormigón, en días.

NOTA El valor de k_1 para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado para $N = 10^6$ ciclos es de 0,85.

(2) Se puede suponer satisfecha la comprobación de fatiga para hormigón en compresión, si se cumple la siguiente condición:

$$\frac{\sigma_{c, máx.}}{f_{cd, fat}} \leq 0,5 + 0,45 \frac{\sigma_{c, mín.}}{f_{cd, fat}} \quad (6.77)$$

$$\leq 0,9 \text{ para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$$

$$\leq 0,8 \text{ para } f_{ck} > 50 \text{ MPa}$$

donde

$\sigma_{c,m\acute{a}x.}$ es la tensi3n en la fibra m\acute{a}s comprimida bajo la combinaci3n de cargas frecuentes (las compresiones se toman como positivas);

$\sigma_{c,m\acute{i}n.}$ es la tensi3n de compresi3n m\acute{i}nima en misma fibra donde se produce $\sigma_{c,m\acute{a}x.}$

Si $\sigma_{c,m\acute{i}n.}$ es una tensi3n de tracci3n, entonces se deber\acute{a} tomar $\sigma_{c,m\acute{i}n.}$ como 0.

(3) La ecuaci3n (6.77) tambi3n se aplica a las bielas de compresi3n de elementos sometidas a cortante. En este caso la resistencia del hormig3n $f_{cd,fat}$ se deber\acute{a} reducir mediante el factor de reducci3n de la resistencia [v3ase el punto (6) del apartado 6.2.2].

(4) Para elementos que no requieren armadura de cortante de c\acute{a}lculo para estado l\acute{i}mite \acute{u}ltimo se puede suponer que el hormig3n resiste la fatiga debido a los efectos de cortante si se cumple lo siguiente:

– para $\frac{V_{Ed,m\acute{i}n.}}{V_{Ed,m\acute{a}x.}} \geq 0$:

$$\frac{|V_{Ed,m\acute{a}x.}|}{|V_{Rd,c}|} \leq 0,5 + 0,45 \frac{|V_{Ed,m\acute{i}n.}|}{|V_{Rd,c}|} \begin{cases} \leq 0,9 \text{ hasta C50 / 60} \\ \leq 0,8 \text{ mayor que C55 / 67} \end{cases} \quad (6.78)$$

– para $\frac{V_{Ed,m\acute{i}n.}}{V_{Ed,m\acute{a}x.}} < 0$:

$$\frac{|V_{Ed,m\acute{a}x.}|}{|V_{Rd,c}|} \leq 0,5 - \frac{|V_{Ed,m\acute{i}n.}|}{|V_{Rd,c}|} \quad (6.79)$$

donde

$V_{Ed,m\acute{a}x.}$ es el valor de c\acute{a}lculo del esfuerzo cortante m\acute{a}ximo, aplicado bajo la combinaci3n frecuente de cargas

$V_{Ed,m\acute{i}n.}$ es el valor de c\acute{a}lculo del esfuerzo cortante m\acute{i}nimo, aplicado bajo la combinaci3n frecuente de cargas en la secci3n transversal donde se produce $V_{Ed,m\acute{a}x.}$;

$V_{Rd,c}$ es el valor de c\acute{a}lculo de la resistencia a cortante conforme a la ecuaci3n (6.2.a).

CAPÍTULO 7 ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO (ELS)

7.1 Generalidades

(1)P Este capítulo abarca los estados límite de servicio comunes. Éstos son:

- limitación de tensiones (véase 7.2);
- control de fisuras (véase 7.3);
- control de flechas (véase 7.4).

Otros estados límite (como el de vibraciones) pueden ser importantes en estructuras específicas, pero no se contemplan en esta norma.

(2) En el cálculo de tensiones y flechas, se debería suponer que las secciones transversales no están fisuradas siempre y cuando la tensión de flexotracción no exceda $f_{ct,eff}$. El valor de $f_{ct,eff}$ se puede tomar como f_{ctm} o $f_{ctm,fl}$, siempre y cuando el cálculo de la armadura de tracción mínima se base en el mismo valor. Se debería usar f_{ctm} para el cálculo de la abertura de fisura y rigidización por la colaboración del hormigón entre fisuras.

7.2 Limitación de tensiones

(1)P La tensión de compresión en el hormigón se debe limitar con el fin de evitar fisuras longitudinales, micro fisuras o altos niveles de fluencia, que podrían producir efectos inaceptables en la función de la estructura.

(2) Las fisuras longitudinales se pueden producir si el nivel de tensiones, bajo la combinación característica de cargas, supera un valor crítico. Tal fisuración puede producir una reducción de la durabilidad. En ausencia de otras medidas, tales como un aumento en el recubrimiento de la armadura en la zona comprimida o un confinamiento mediante armadura transversal, puede ser apropiado limitar la tensión de compresión a un valor $k_1 f_{ck}$ en áreas expuestas a ambientes de clases de exposición XD, XF y XS (véase la tabla 4.1).

NOTA El valor de k_1 para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado es 0,6.

(3) Si la tensión en el hormigón bajo las cargas cuasipermanentes es menor que $k_2 f_{ck}$, se puede suponer una fluencia lineal. Si la tensión en el hormigón supera $k_2 f_{ck}$, se debería considerar una fluencia no lineal (véase 3.1.4).

NOTA El valor de k_2 para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado es 0,45.

(4)P Se deben limitar las tensiones de tracción en la armadura con el fin de evitar una deformación unitaria anelástica, una fisuración o una deformación inaceptables.

(5) Se puede suponer que si la tensión de tracción en la armadura no supera $k_3 f_{yk}$, bajo la combinación característica de acciones, se evita una fisuración o una deformación de apariencia inaceptable. Donde la tensión de tracción se produzca por una deformación impuesta, la tensión de tracción no debería superar $k_4 f_{yk}$. El valor medio de la tensión en tendones de pretensado no debería superar $k_5 f_{pk}$.

NOTA Los valores de k_3 , k_4 y k_5 para su uso en un Estado se pueden encontrar en su anexo nacional. Los valores recomendados son 0,8, 1 y 0,75 respectivamente.

7.3 Control de fisuras

7.3.1 Consideraciones generales

(1)P La fisuración se debe limitar a una región que no afecte al correcto funcionamiento o la durabilidad de la estructura, o produzca una apariencia inaceptable.

- (2) La fisuración es normal en estructuras de hormigón armado sometidas a flexión, cortante, torsión o tracción, producidos por carga directa, coacciones o deformaciones impuestas.
- (3) Las fisuras también se pueden producir por otras causas tales como retracción plástica o reacciones químicas expansivas dentro del hormigón endurecido. Tales fisuras pueden ser inaceptablemente grandes pero su prevención y control queda fuera del alcance de este apartado.
- (4) Se puede permitir la formación de fisuras sin ningún intento por controlar su abertura, siempre y cuando no perjudiquen al funcionamiento de la estructura.
- (5) Se debería establecer un valor límite, w_{\max} , para la abertura de fisura calculada, w_k , teniendo en cuenta la función prevista y la naturaleza de la estructura y los costes de limitar la fisuración.

NOTA El valor de w_{\max} para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. Los valores recomendados para clases de exposición apropiadas se dan en la tabla 7.1N.

Tabla 7.1N – Valores recomendados de w_{\max} (mm)

Clase de exposición	Elementos con armadura pasiva y con armaduras activas no adherentes	Elementos con armaduras activas adherentes
	Combinación de cargas cuasipermanente	Combinación de cargas frecuente
X0, XC1	0,4 ¹	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2 ²
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3		Descompresión
NOTA 1 Para clases de exposición X0, XC1, la abertura de la fisura no influye en la durabilidad y este límite se establece para proporcionar, en general, una apariencia aceptable. En ausencia de condiciones de apariencia se puede tratar este límite de modo menos estricto.		
NOTA 2 Para estas clases de exposición, además, la descompresión se debería comprobar bajo la combinación cuasipermanente de cargas.		

En ausencia de requisitos específicos (por ejemplo impermeabilidad), se puede suponer que limitar la abertura de fisura calculada a los valores de w_{\max} indicados en la tabla 7.1N, bajo la combinación cuasipermanente de cargas, será en general satisfactorio para elementos de hormigón armado en edificios en lo que respecta a la apariencia y a la durabilidad.

La durabilidad de elementos pretensados se puede ver afectada de forma más crítica por la fisuración. En ausencia de requisitos más detallados, se puede suponer que limitar la abertura de fisura calculada a los valores de w_{\max} indicados en la tabla 7.1N, bajo la combinación frecuente de cargas, será generalmente satisfactorio para elementos de hormigón pretensado. El límite de descompresión requiere que todas las partes de las armaduras activas o vainas adherentes estén situadas al menos 25 mm dentro del hormigón sometido a compresión.

- (6) Para elementos que cuenten sólo con armaduras activas no adherentes, se aplican los requisitos para elementos de hormigón armado. Para elementos que cuenten con una combinación de armadura activas adherente y no adherentes, se aplican los requisitos para elementos de hormigón pretensado con armadura activa adherente.
- (7) Puede ser necesario tomar medidas especiales para elementos sujetos a una clase de exposición XD3. La elección de medidas apropiadas dependerá de la naturaleza del agente agresivo involucrado.
- (8) Cuando se usan modelos de bielas y tirantes con las bielas orientadas de acuerdo con las trayectorias de las tensiones de compresión en el estado no fisurado, es posible usar las fuerzas en los tirantes para obtener las correspondientes tensiones en el acero para estimar la abertura de fisura [véase el punto (2) del apartado 5.6.4].
- (9) La abertura de fisura se puede calcular de acuerdo con el apartado 7.3.4. Una alternativa simplificada es limitar el diámetro de la barra o la separación entre ellas, conforme al apartado 7.3.3.

7.3.2 Áreas mínimas de armadura

(1)P Si es necesario controlar la fisuración, se requiere una cantidad mínima de armadura adherente para controlar la fisuración en áreas donde se esperen tracciones. Se puede estimar la cantidad a partir del equilibrio entre la fuerza de tracción en el hormigón justo antes de la fisuración y la fuerza de tracción en la armadura en el límite elástico o a una tensión menor si es necesario limitar la abertura de fisura.

(2) Sin un cálculo más riguroso que demuestre que es adecuado emplear un área menor, se puede calcular el área mínima de armaduras necesarias del modo siguiente. En secciones transversales no simples, como vigas en T y vigas en cajón, la armadura mínima se debería determinar para las diferentes partes de la sección (almas y alas).

$$A_{s,min} \sigma_s = k_c k f_{ct,eff} A_{ct} \quad (7.1)$$

donde

$A_{s,min}$ es el área mínima de armadura pasiva dentro de la zona de tracción;

A_{ct} es el área de hormigón dentro de la zona de tracción. La zona de tracción es aquella parte de la sección que está calculada para estar en tracción justo antes de la formación de la primera fisura;

σ_s es el valor absoluto de la tensión máxima permitida en la armadura inmediatamente después de la formación de la fisura. Ésta se puede tomar como el límite elástico de la armadura f_{yk} . Sin embargo, puede ser necesario un valor menor para satisfacer los límites de la abertura de fisura de acuerdo con el diámetro de la barra o el espacio entre ellas [véase el punto (2) del apartado 7.3.3];

$f_{ct,eff}$ es el valor medio de la resistencia efectiva a tracción del hormigón en el momento en que se espera que aparezcan las primeras fisuras:

$f_{ct,eff} = f_{ctm}$ o menor, $f_{ctm}(t)$ si se espera la fisuración antes de 28 días;

k es un coeficiente que considera el efecto de tensiones no uniformes autoequilibradas, lo cual conlleva una reducción de fuerzas de coacción:

= 1,0 para almas con $h \leq 300$ mm o alas con anchuras inferiores a 300 mm

= 0,65 para almas con $h \geq 800$ mm o alas con anchos mayores de 800 mm

se puede interpolar para obtener los valores intermedios

k_c es un coeficiente que considera la distribución de las tensiones dentro de la sección inmediatamente antes de la fisuración y del cambio del brazo mecánico:

Para tracción pura $k_c = 1,0$

Para flexión simple o compuesta:

– Para secciones rectangulares y almas de secciones en cajón y secciones en 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 alas de secciones en cajón y secciones en T:

$$k_c = 0,9 \frac{F_{cr}}{A_{ct} f_{ct,eff}} \geq 0,5 \quad (7.3)$$

donde

σ_c es la tensión media en el hormigón que actúa en la parte de la sección considerada;

$$\sigma_c = \frac{N_{Ed}}{bh} \quad (7.4)$$

N_{Ed} es la fuerza axial que actúa en el estado límite de servicio en la parte de la sección transversal considerada (se considera la fuerza de compresión como positiva). Se debería determinar N_{Ed} considerando los valores característicos de pretensado y las fuerzas axiales bajo la combinación relevante de acciones.

h^* $h^* = h$ para $h < 1,0$ m
 $h^* = 1,0$ m para $h \geq 1,0$ m

k_1 es un coeficiente que considera los efectos de las fuerzas axiales en la distribución de tensiones:

$k_1 = 1,5$ si N_{Ed} es una fuerza de compresión

$k_1 = \frac{2h^*}{3h}$ si N_{Ed} es una fuerza de tracción

F_{cr} es el valor absoluto de la fuerza de tracción dentro del ala justo antes de la aparición de la primera fisura, debida al momento de fisuración calculado con $f_{ct,eff}$.

(3) Se puede considerar que las armaduras activas adherentes en la zona de tracción contribuyen al control de la fisuración dentro una distancia ≤ 150 mm desde el centro de la armadura. Esto se puede tener en cuenta añadiendo el término $\xi_1 A_p' \Delta \sigma_p$ en la parte izquierda de la ecuación (7.1),

donde

A_p' es el área de las armaduras pretesas o postesas dentro de $A_{c,eff}$;

$A_{c,eff}$ es el área eficaz del hormigón en tracción que rodea la armadura pasiva o la activa, de canto $h_{c,ef}$; donde $h_{c,ef}$ es el menor valor entre $2,5(h-d)$, $(h-x)/3$ o $h/2$ (véase la figura 7.1);

ξ_1 es la relación (ratio) ajustada de la resistencia de adherencia teniendo en cuenta los diferentes diámetros de las armaduras activas y pasivas:

$$= \sqrt{\xi \cdot \frac{\phi_s}{\phi_p}} \quad (7.5)$$

ξ es la relación entre la resistencia de adherencia de la armadura activa y la pasiva, de acuerdo con la tabla 6.2 del apartado 6.8.2;

ϕ_s diámetro mayor de las barras para armadura pasiva;

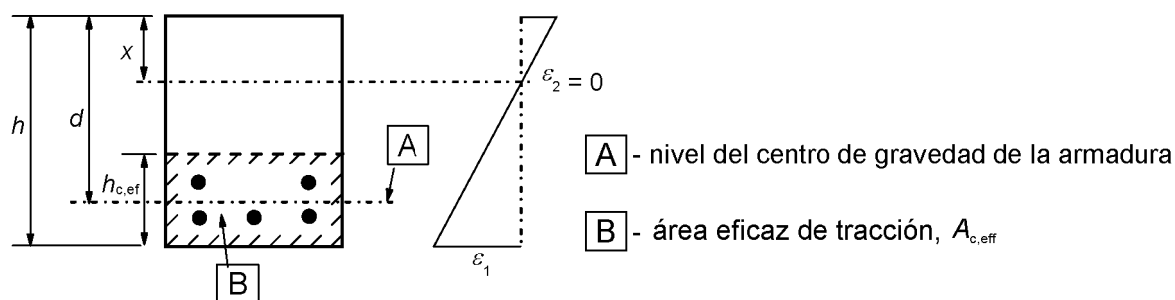
ϕ_p diámetro equivalente de la armadura activa conforme al apartado 6.8.2.

Si sólo se usa armadura activa para controlar la fisuración, entonces $\xi_1 = \sqrt{\xi}$.

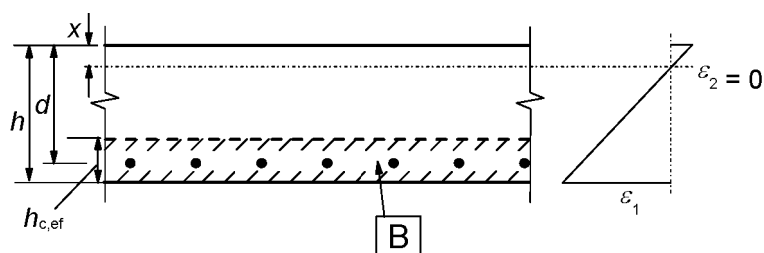
$\Delta \sigma_p$ Variación de tensiones en las armaduras activas a partir del estado de deformación cero del hormigón al mismo nivel.

(4) En elementos pretensados no se requiere una armadura mínima en secciones donde, bajo la combinación característica de cargas y el valor característico del pretensado, el hormigón se encuentre comprimido o el valor absoluto de la tensión de tracción en el hormigón sea menor que $\sigma_{ct,p}$.

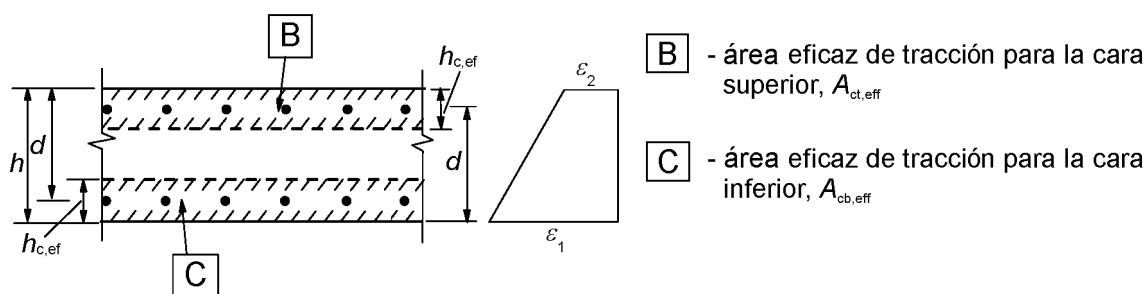
NOTA El valor de $\sigma_{ct,p}$ para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado es $f_{ct,eff}$ conforme al punto (2) del apartado 7.3.2.



a) Viga



b) Losa



c) Elemento en tracción

Figura 7.1 – Área eficaz de tracción (casos típicos)

7.3.3 Control de la fisuración sin cálculo directo

(1) En el caso de losas de hormigón armado y pretensado en edificación, sometidas a flexión sin un esfuerzo axial de tracción significativo, cuando el canto total no sea mayor que 200 mm y se hayan aplicado las disposiciones del apartado 9.3, no es necesario tomar medidas específicas para controlar la fisuración.

(2) Las reglas indicadas en el apartado 7.3.4 se pueden presentar como simplificación en forma de tablas, restringiendo el diámetro de las barras o la separación entre ellas.

NOTA Donde se disponga la armadura mínima indicada en el apartado 7.3.2, la abertura de las fisuras no va a ser excesiva si:

- para fisuras debidas fundamentalmente a coacciones, no se superan los diámetros de las barras indicados en la tabla 7.2N, cuando la tensión del acero es el valor obtenido inmediatamente después de la fisuración [es decir, σ_s en la ecuación (7.1)];
- para fisuras debidas fundamentalmente a cargas, se satisfacen tanto las disposiciones de la tabla 7.2N como las disposiciones de la tabla 7.3N. Se debería calcular tensión del acero suponiendo una sección fisurada bajo la combinación relevante de acciones.

Para hormigón con armadura pretesa, en el que se controle la fisuración fundamentalmente mediante armadura activa adherente, se pueden usar las tablas 7.2N y 7.3N con una tensión igual a la tensión total menos la tensión del pretensado. Para hormigón con armadura postesa, en el que se controle la fisuración fundamentalmente mediante la armadura pasiva, se pueden usar las tablas con la tensión en esta armadura pasiva calculada incluyendo el efecto de fuerzas de pretensado.

Tabla 7.2N – Diámetro máximo de barras ϕ_s^* para control de la fisuración¹

Tensión del acero ² [MPa]	Diámetro máximo de la barra [mm]		
	$w_k = 0,4$ mm	$w_k = 0,3$ mm	$w_k = 0,2$ 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	–

NOTA 1 Los valores en la tabla están basados en las siguientes hipótesis:

$$c = 25 \text{ mm}; f_{ct,eff} = 2,9 \text{ MPa}; h_{cr} = 0,5h; (h-d) = 0,1h; k_1 = 0,8; k_2 = 0,5; k_c = 0,4; k = 1,0; k_t = 0,4 \text{ y } k_4 = 1,0$$

NOTA 2 Bajo las combinaciones relevantes de acciones.

Tabla 7.3N – Separación máxima de barras para control de la fisuración¹

Tensión del acero ² [MPa]	Separación máxima de barras [mm]		
	$w_k = 0,4$ mm	$w_k = 0,3$ mm	$w_k = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	–
360	100	50	–

Véanse las notas de la tabla 7.2N

El diámetro máximo de la barra se debería modificar como sigue:

Flexión (al menos parte de la sección en compresión):

$$\phi_s = \phi_s^* \left(f_{ct,eff} / 2,9 \right) \frac{k_c h_{cr}}{2(h-d)} \quad (7.6N)$$

Tracción (tensión de tracción uniforme)

$$\phi_s = \phi_s^* (f_{ct,eff} / 2,9) h_{cr} / (8(h - d)) \quad (7.7N)$$

donde

ϕ_s es el diámetro máximo de barra ajustado;

ϕ_s^* es el diámetro máximo de barra, indicado en la tabla 7.2N;

h es el canto total de la sección;

h_{cr} es la profundidad de la zona de tracción justo antes de la aparición de la primera fisura, teniendo en cuenta los valores característicos del pretensado y los esfuerzos axiales bajo la combinación cuasipermanente de acciones;

d es el canto útil hasta el centro de gravedad de la capa exterior de la armadura.

Si toda la sección está sometida a tracción, $h - d$ es la distancia mínima desde el centro de gravedad de la capa de la armadura a la cara del hormigón (se considera cada cara si las barras no se sitúan de manera simétrica).

(3) En aquellas vigas con un canto total de 1 000 mm o mayor, donde la armadura principal se concentra únicamente en una pequeña parte del canto, se debería disponer una armadura de piel adicional para controlar la fisuración en las caras laterales de la viga. Esta armadura se debería distribuir de manera uniforme entre el acero en tracción y la fibra neutra, y se debería colocar en el interior de los cercos. El área de la armadura de piel no debería ser menor que el valor obtenido en el punto (2) del apartado 7.3.2 considerando k igual a 0,5 y σ_s igual a f_{yk} . La separación y el diámetro de las barras se puede obtener del apartado 7.3.4 o con una simplificación adecuada suponiendo tracción pura y una tensión en el acero de la mitad del valor evaluado para la armadura principal de tracción.

(4) Se debería tener en cuenta que existen riesgos particulares de grandes fisuras en aquellas secciones en las que haya cambios bruscos de tensión, por ejemplo:

- cambios de sección;
- cerca de cargas concentradas;
- secciones donde las barras están cortadas;
- zonas de altas tensiones de adherencia, particularmente al final de solapes.

Se debería procurar, siempre que sea posible, minimizar en esas secciones los cambios de tensión. Sin embargo, las reglas para controlar la fisuración mencionadas anteriormente asegurarán en general un control adecuado en estos puntos siempre que se apliquen las reglas para los detalles constructivos de la armadura indicados en los capítulos 8 y 9.

(5) Se puede suponer que la fisuración debida a las solicitaciones tangenciales se controla adecuadamente si se cumplen los detalles constructivos indicados en los apartados 9.2.2, 9.2.3, 9.3.2 y 9.4.3.

7.3.4 Cálculo de las aberturas de fisura

(1) La abertura de fisura, w_k se puede calcular a partir de la ecuación (7.8):

$$w_k = s_{r,m\acute{a}x} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) \quad (7.8)$$

donde

$s_{r,m\acute{a}x}$ es la separación máxima entre fisuras;

ϵ_{sm} es el alargamiento unitario medio en la armadura bajo la combinación relevante de cargas, incluido el efecto de deformaciones impuestas y teniendo en cuenta los efectos de la rigidización por la colaboración del hormigón entre fisuras. Sólo se considera el alargamiento por tracción adicional más allá del estado de deformación cero del hormigón al mismo nivel;

ϵ_{cm} es la deformación unitaria media en el hormigón entre fisuras.

(2) Se puede calcular $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ partir de la ecuación:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (7.9)$$

donde

σ_s es la tensión en la armadura de tracción considerando la sección fisurada. Para elementos con armadura pretesa, σ_s se puede reemplazar por $\Delta\sigma_p$, la variación de tensiones en las armaduras activas a partir del estado de tensión cero del hormigón al mismo nivel;

α_e es la relación E_s/E_{cm} ;

$$\rho_{p,eff} = (A_s + \xi_1^2 A'_p) / A_{c,eff}; \quad (7.10)$$

A_p y $A_{c,eff}$ como se definen en el punto (3) del apartado 7.3.2;

ξ_1 conforme a la ecuación (7.5);

k_t es un coeficiente dependiente de la duración de la carga.

$k_t = 0,6$ para carga a corto plazo

$k_t = 0,4$ para carga a largo plazo

(3) En situaciones donde la armadura adherente se dispone con unos centros razonablemente cercanos dentro de la zona de tracción (distancia $\leq 5(c + \phi/2)$), se puede calcular la distancia máxima final entre fisuras a partir de la ecuación (7.11) (véase la figura 7.2):

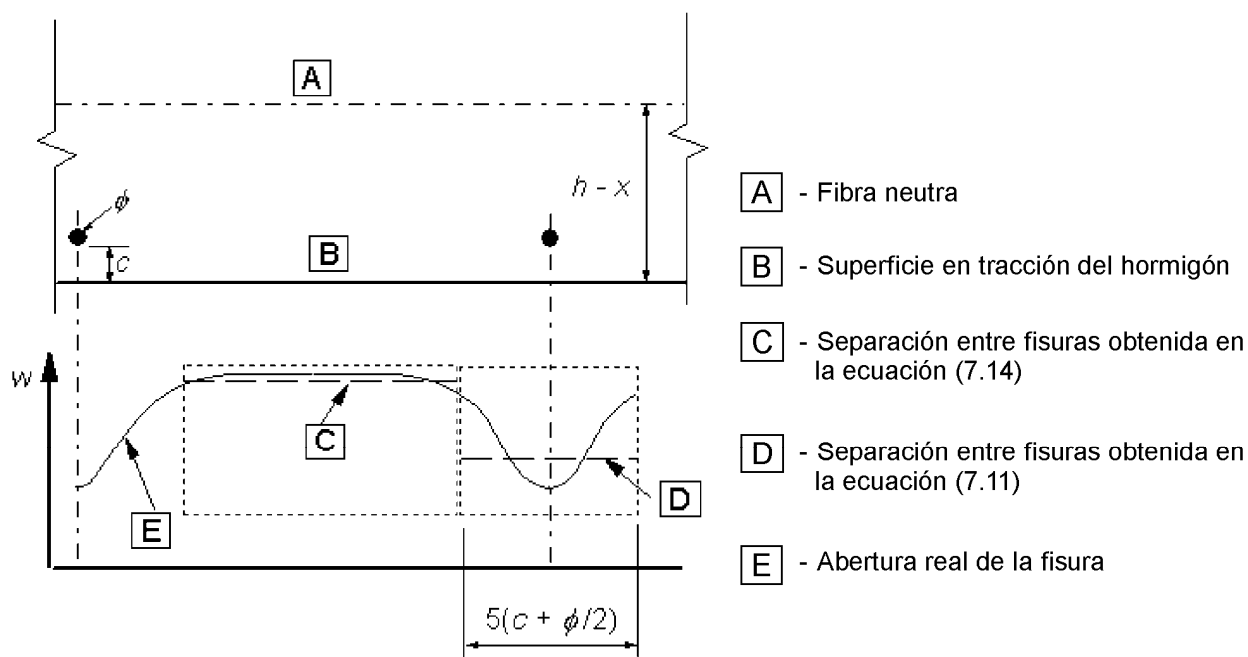


Figura 7.2 – Abertura de fisura, w , en la superficie de hormigón en función de la distancia desde la barra

$$s_{r,m\acute{a}x.} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff} \quad (7.11)$$

donde

ϕ es el diámetro de la barra. Cuando en una sección se utilizan varios diámetros, se debería usar un diámetro equivalente, ϕ_{eq} . Para una sección con n_1 barras de ϕ_1 de diámetro y barras n_2 de diámetro ϕ_2 se debería usar la siguiente ecuación;

$$\phi_{eq} = \frac{n_1 \phi_1^2 + n_2 \phi_2^2}{n_1 \phi_1 + n_2 \phi_2} \quad (7.12)$$

c es el recubrimiento de la armadura longitudinal;

k_1 es un coeficiente que considera las propiedades de adherencia de la armadura adherente:

= 0,8 para barras de alta adherencia

= 1,6 para barras con una superficie lisa (por ejemplo, armaduras activas)

k_2 es un coeficiente que considera la distribución de las deformaciones unitarias:

= 0,5 para flexión

= 1,0 para tensión pura.

En el caso de tensión excéntrica o para áreas locales, se deberían usar valores intermedios de k_2 que se pueden calcular a partir de la ecuación:

$$k_2 = (\varepsilon_1 + \varepsilon_2) / (2\varepsilon_1) \quad (7.13)$$

donde ε_1 es la mayor y ε_2 es la menor deformación unitaria a tracción en las fibras extremas de la sección considerada, suponiendo la sección fisurada.

NOTA Los valores de k_3 y k_4 para su uso en un Estado se pueden encontrar en su anexo nacional. Los valores recomendados son 3,4 y 0,425 respectivamente.

Si las distancias entre las barras de la armadura adherente supera $5(c+\phi/2)$ (véase la figura 7.2) o si no hay armadura adherente dentro de la zona de tracción, se puede obtener un límite superior de la abertura de fisuras suponiendo una separación entre fisuras máxima de:

$$s_{r,m\acute{a}x.} = 1,3 (h - x) \quad (7.14)$$

(4) Si en piezas armadas según dos direcciones ortogonales el ángulo entre los ejes de las tensiones principales y la dirección de las armaduras es significativo ($> 15^\circ$), la separación entre fisuras $s_{r,m\acute{a}x.}$ se puede calcular mediante la siguiente ecuación:

$$s_{r,m\acute{a}x.} = \frac{1}{\frac{\cos \theta}{s_{r,m\acute{a}x,y}} + \frac{\sin \theta}{s_{r,m\acute{a}x,z}}} \quad (7.15)$$

donde

θ es el ángulo entre la armadura en la dirección y y la dirección de la tensión principal de tracción;

$s_{r,m\acute{a}x,y}$ y $s_{r,m\acute{a}x,z}$ son las separaciones entre fisuras en las direcciones y y z respectivamente, calculadas conforme al punto (3) del apartado 7.3.4.

(5) Para muros sometidos a retracciones térmicas tempranas, en las que la zona de acero horizontal, A_s , no cumple con los requisitos del apartado 7.3.2 y en las que la parte inferior del muro está coaccionada por una base hormigonada previamente, se puede suponer $s_{r,m\acute{a}x}$ igual a 1,3 veces la altura del muro.

NOTA Si se usan los métodos simplificados para el cálculo del ancho de fisura, éstos se deberían basar en las propiedades indicadas en esta norma o confirmadas mediante ensayos.

7.4 Control de flechas

7.4.1 Consideraciones generales

(1)P La deformación de un elemento o estructura debe ser tal que no perjudique su adecuado funcionamiento o apariencia.

(2) Se deberían establecer valores límite adecuados de la flecha teniendo en cuenta la naturaleza de la estructura, los acabados, tabiques y fijaciones, y sobre la función de la estructura.

(3) Las deformaciones no deberían superar aquellas a las que se puedan acomodar los elementos acoplados tales como tabiques, acristalamientos, revestimientos, servicios o acabados. En algunos casos se puede requerir una limitación que asegure el funcionamiento adecuado de la maquinaria o aparatos soportados por la estructura, o para evitar el estancamiento de agua en cubiertas planas.

NOTA Los límites de flechas indicados en los puntos (4) y (5) siguientes están tomados de la Norma ISO 4356 y, en general, deberían asegurar unas prestaciones satisfactorias en edificios tales como viviendas, oficinas, edificios públicos o fábricas. Se debería tener cuidado en asegurar que los límites son apropiados para la estructura particular considerada y que no hay requisitos especiales. Se puede obtener más información sobre flechas y valores límite en la Norma ISO 4356.

(4) El aspecto y la utilidad general de la estructura pueden verse afectados cuando la flecha calculada de una viga, losa o voladizo, sometidos a cargas cuasipermanentes, es mayor que el cociente luz/250. La flecha de una viga se calcula en relación a los apoyos. Se puede utilizar una contraflecha para compensar parte o toda la flecha, pero en general ninguna contraflecha del encofrado debería ser superior al cociente luz/250.

(5) Se deberían limitar las flechas que puedan causar daños a las partes contiguas de la estructura. Un límite apropiado para las flechas diferidas bajo cargas cuasipermanentes es, en general, el cociente luz/500. Se pueden considerar otros límites, dependiendo de la sensibilidad de las partes adyacentes.

(6) El estado límite de deformación se puede comprobar tanto:

- limitando la relación luz/canto, conforme al apartado 7.4.2; o
- comparando una flecha calculada, conforme al apartado 7.4.3, con un valor límite.

NOTA Las deformaciones reales pueden ser diferentes de los valores estimados, particularmente si los valores de momentos aplicados se acercan al momento de fisuración. Las diferencias dependerán de la dispersión de las propiedades del material, de las condiciones ambientales, de la historia de la carga, de las coacciones en los apoyos, de las condiciones del suelo, etc.

7.4.2 Casos en los que se pueden omitir los cálculos

(1)P Generalmente no es necesario calcular las flechas explícitamente, y se pueden formular a través de reglas simples, como por ejemplo limitando la relación luz/canto, lo que será adecuado para evitar problemas de flecha en circunstancias normales. Es necesario realizar comprobaciones más rigurosas para elementos que se encuentran fuera de estos límites, o en aquellos casos en que son adecuados otros límites de flecha distintos de los implícitos en los métodos simplificados.

(2) En el caso en que vigas o losas de hormigón armado en edificios se dimensionen de manera que se adapten a los límites de la relación entre luz y canto dada en este apartado, se puede considerar que sus flechas no superan los límites establecidos en los puntos (4) y (5) del apartado 7.4.1. El límite de la relación luz/canto se puede estimar usando las ecuaciones (7.16.a) y (7.16.b), y multiplicando éstas por los coeficientes de corrección necesarios para el tipo de armadura usada y otras variables. Para la obtención de dichas ecuaciones no se ha tenido en cuenta ninguna contraflecha.

$$\frac{l}{d} = K \left[11 + 1,5 \sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2 \sqrt{f_{ck}} \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{3/2} \right] \quad \text{si } \rho \leq \rho_0 \quad (7.16.a)$$

$$\frac{l}{d} = K \left[11 + 1,5 \sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \sqrt{f_{ck}} \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}} \right] \quad \text{si } \rho > \rho_0 \quad (7.16.b)$$

donde

l/d es el límite de luz/canto

K es el coeficiente que considera los diferentes sistemas estructurales;

ρ_0 es la cuantía de referencia de la armadura $= 10^{-3} \sqrt{f_{ck}}$;

ρ es la cuantía de la armadura de tracción requerida en la mitad del vano, para resistir el momento debido a las cargas de cálculo (en apoyos para voladizos);

ρ' es la cuantía de la armadura de compresión requerida en la mitad del vano para resistir el momento debido a las cargas de cálculo (en apoyos para voladizos);

f_{ck} se expresa en MPa.

Las ecuaciones (7.16.a) y (7.16.b) se han obtenido en la hipótesis de que la tensión del acero es de 310 MPa, bajo la carga de cálculo apropiada en ELS en la sección fisurada en la mitad del vano, (que corresponde aproximadamente a $f_{yk} = 500$ MPa).

Cuando se utilicen otros niveles de tensiones, los valores obtenidos utilizando la ecuación (7.16) se deberían multiplicar por $310/\sigma_s$. Normalmente estará del lado de la seguridad suponer que:

$$310 / \sigma_s = 500 / (f_{yk} A_{s,req} / A_{s,prov}) \quad (7.17)$$

donde

σ_s es la tensión de tracción del acero en la mitad del vano (en apoyos para voladizos) bajo la carga de cálculo en ELS;

$A_{s,prov}$ es el área de acero dispuesta en esta sección;

$A_{s,req}$ es el área de acero necesaria en esta sección para el estado límite último.

Para secciones con alas donde la relación entre la anchura del ala y la anchura del alma sea mayor que 3, se deberían multiplicar por 0,8 los valores de l/d obtenidos de la ecuación (7.16).

En el caso de vigas y losas distintas a losas planas que soporten tabiques que se puedan dañar por una flecha excesiva, con luces mayores que 7 m, se deberían multiplicar por $7/l_{eff}$ los valores de l/d indicados en la ecuación (7.16) [l_{eff} en metros, véase el punto (1) del apartado 5.3.2.2].

En el caso de losas planas que soporten tabiques que se puedan dañar por una flecha excesiva, en las que la luz mayor supere los 8,5 m, se deberían multiplicar por $8,5/l_{eff}$ los valores de l/d indicados en ecuación (7.16) (l_{eff} en metros).

NOTA Los valores de K para su uso en un Estado se pueden encontrar en su anexo nacional. En la tabla 7.4N. se indican valores recomendados de K . También se indican los valores obtenidos usando la ecuación (7.16) para casos comunes (C30, $\sigma_s = 310$ MPa, diferentes sistemas estructurales y cuantías de armadura $\rho = 0,5\%$ y $\rho = 1,5\%$).

Tabla 7.4N – Relaciones básicas entre luz/canto para elementos de hormigón armado sin esfuerzo axial de compresión

Sistema estructural	K	Hormigón muy solicitado $\rho = 1,5\%$	Hormigón poco solicitado $\rho = 0,5\%$
Viga simplemente apoyada, losas simplemente apoyadas en una o dos direcciones	1,0	14	20
Vano extremo de una viga continua, forjado unidireccional continuo o forjado bidireccional continuo en una dirección	1,3	18	26
Vano interior de viga o una losa unidireccional o bidireccional	1,5	20	30
Losa apoyada en soportes sin vigas (losa plana) (basada en su luz mayor)	1,2	17	24
Voladizo	0,4	6	8
<p>NOTA 1 Los valores indicados se han seleccionado para quedar, generalmente, del lado de la seguridad; y los cálculos pueden, frecuentemente, mostrar que es posible emplear elementos más esbeltos.</p> <p>NOTA 2 Para losas bidireccionales, se debería realizar la comprobación considerando el lado de menor luz. Para losas planas, se debería usar el lado de mayor luz.</p> <p>NOTA 3 Los límites indicados para losas planas corresponden a un límite menos severo que una flecha en centro de vano de luz/250 relativa a los apoyos. La experiencia ha demostrado que esto es satisfactorio.</p>			

Los valores indicados en la ecuación (7.16) y en la tabla 7.4N provienen de los resultados de un estudio paramétrico realizado para una serie de vigas o losas simplemente apoyadas, con secciones transversales rectangulares, utilizando el enfoque general dado en el apartado 7.4.3. Se consideraron otros valores de clases resistentes de hormigón y un límite elástico característico de 500 MPa. Se calculó el momento último para un área de armadura de tracción dada, suponiendo una carga cuasipermanente del 50% de la carga total de cálculo correspondiente. Los límites luz/canto obtenidos satisfacen la limitación de flechas indicada en el punto (5) del apartado 7.4.1.

7.4.3 Comprobación de flechas mediante cálculo

(1)P Si se considera necesario realizar el cálculo, las deformaciones se deben calcular bajo condiciones de carga que sean apropiadas al objetivo de la comprobación.

(2)P El método de cálculo adoptado debe representar el verdadero comportamiento de la estructura bajo las acciones correspondientes, con una exactitud apropiada a los objetivos del cálculo.

(3) Aquellos elementos en los que no se esperen cargas superiores al nivel que podría que se superase la resistencia a tracción del hormigón en alguna parte del elemento, se deberían considerar no fisurados. Los elementos en los que se espera que se fisuren, pero no de una forma completa, se comportarán de manera intermedia entre el estado de no fisurado y el estado completamente fisurado y, para elementos sujetos principalmente a flexión, se obtiene una estimación adecuada del comportamiento de la ecuación (7.18):

$$\alpha = \zeta \alpha_{\text{II}} + (1 - \zeta) \alpha_{\text{I}} \quad (7.18)$$

donde

α es el parámetro de la deformación considerada que puede ser, por ejemplo, una deformación unitaria, una curvatura o un giro. (Como simplificación, también se puede tomar α como una flecha (véase el punto (6) siguiente);

α_{I} , α_{II} son, respectivamente, los valores del parámetro calculado para sección sin fisurar y completamente fisurada

ζ es un coeficiente de distribución (que tiene en cuenta la rigidización por la colaboración del hormigón entre fisuras en una sección) que se obtiene de la ecuación (7.19):

$$\zeta = 1 - \beta \left(\frac{\sigma_{\text{sr}}}{\sigma_{\text{s}}} \right)^2 \quad (7.19)$$

- $\zeta = 0$ para secciones sin fisurar;
- β es un coeficiente que tiene en cuenta la influencia de la duración de la carga o de la repetición de la misma en la deformación unitaria media:
- $= 1,0$ para una carga de corta duración
- $= 0,5$ para cargas sostenidas o muchos ciclos de cargas repetidas
- σ_s es la tensión en la armadura de tracción calculada suponiendo la sección fisurada;
- σ_{sr} es la tensión en la armadura de tracción calculada suponiendo la sección fisurada bajo las condiciones de carga que producen la primera fisura.

NOTA σ_{sr}/σ_s se puede sustituir por M_{cr}/M para flexión o N_{cr}/N para tracción pura, donde M_{cr} es el momento de fisuración y N_{cr} es la fuerza de fisuración.

(4) Las deformaciones debidas a las cargas se pueden evaluar a partir de la resistencia a tracción y el módulo de elasticidad eficaz del hormigón [véase el punto (5)].

La tabla 3.1 indica el intervalo de valores posibles de la resistencia a tracción. En general, se obtendrá una mejor estimación del comportamiento si se utiliza f_{ctm} . Si se puede demostrar que no hay tensiones axiales de tracción (por ejemplo aquellas causadas por efectos de retracción o térmicos) se puede usar la resistencia a flexotracción, $f_{ctm,fl}$ (véase 3.1.8).

(5) Para cargas con una duración que produce fluencia, la deformación total incluyendo fluencia se puede calcular usando un módulo de elasticidad eficaz para hormigón conforme a la ecuación (7.20):

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_0)} \quad (7.20)$$

donde

$\varphi(\infty, t_0)$ es el coeficiente de fluencia apropiado para la carga y el intervalo de tiempo (véase 3.1.4).

(6) Las curvaturas producidas por la retracción se pueden evaluar utilizando la ecuación (7.21).

$$\frac{1}{r_{cs}} = \varepsilon_{cs} \alpha_e \frac{S}{I} \quad (7.21)$$

donde

$1/r_{cs}$ es la curvatura debida a la retracción;

ε_{cs} es la deformación unitaria debida a retracción libre (véase 3.1.4);

S es el momento estático de la armadura respecto al centro de gravedad de la sección;

I es el momento de inercia del área de la sección;

α_e es la relación eficaz de módulos de elasticidad

$$\alpha_e = E_s / E_{c,eff}$$

S e I se deberían calcular en la hipótesis de sección no fisurada y completamente fisurada, para posteriormente evaluar la curvatura final mediante ecuación (7.18).

(7) El método más riguroso de evaluar las flechas a partir del método anterior, indicado en el punto (3), es calcular las curvaturas en varias secciones a lo largo del elemento y después calcular la flecha por integración numérica. En la mayoría de los casos sería aceptable calcular la flecha dos veces, suponiendo todo el elemento como no fisurado y luego como completamente fisurado, para proceder a interpolar usando la ecuación (7.18).

NOTA Si se usan métodos simplificados de cálculo de flechas, éstos, se deberían basar en las características indicadas en esta norma y sustentarse en ensayos.

CAPÍTULO 8 DETALLES CONSTRUCTIVOS DE LA ARMADURA PASIVA Y ACTIVA. GENERALIDADES

8.1 Generalidades

(1)P Las reglas indicadas en este capítulo se aplican a armaduras pasivas corrugadas, mallas, y armaduras activas, sometidas fundamentalmente a cargas estáticas. Son aplicables a edificios normales y puentes. Pueden no ser suficientes para:

- elementos sujetos a cargas dinámicas causadas por efectos sísmicos o vibración de máquinas, cargas de impactos; y
- a elementos que incorporan barras especialmente pintadas, recubiertas de epoxy o zinc.

Se proporcionan reglas adicionales para barras de gran diámetro.

(2)P Se deben cumplir los requisitos relativos al recubrimiento mínimo del hormigón (véase 4.4.1.2).

(3) Se proporcionan reglas adicionales para hormigones con árido ligero en el capítulo 11.

(4) Se proporcionan reglas adicionales para estructuras sometidas a cargas de fatiga en el apartado 6.8.

8.2 Separación entre barras

(1)P La separación entre barras debe ser tal que permita un vertido y compactado satisfactorio del hormigón, que asegure el desarrollo de una adherencia adecuada.

(2) La distancia libre (horizontal y vertical) entre barras aisladas paralelas o capas horizontales de barras paralelas no debe ser menor que el máximo entre: k_1 ·(diámetro de la barra), $(d_g + k_2 \text{ mm})$, o 20 mm, donde d_g es el tamaño máximo del árido.

NOTA El valor de k_1 y k_2 para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. Los valores recomendados son 1 mm y 5 mm, respectivamente.

(3) Si las barras se colocan en capas horizontales separadas, las barras en cada capa se deberían colocar verticalmente una sobre otra. Debería haber suficiente espacio entre las columnas resultantes de barras para permitir el acceso de vibradores y una buena compactación del hormigón.

(4) Se puede permitir que las barras solapadas se toquen unas a otras dentro de la longitud del solape. Véase el apartado 8.7 para más detalles.

8.3 Diámetros admisibles de los mandriles para el doblado de barras

(1)P El diámetro mínimo al que se dobla una barra debe ser suficiente para evitar fisuras o fracturas de doblado en la barra, y para evitar la rotura del hormigón dentro del doblado de la barra.

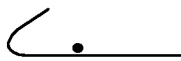

(2) Con el fin de evitar daños a la armadura, el diámetro al que se dobla la barra (diámetro del mandril) no debería ser menor que $\phi_{n,\min}$.

NOTA Los valores de $\phi_{n,\min}$ para su uso en un Estado se pueden encontrar en su anexo nacional. Los valores recomendados se indican en la tabla 8.1N.

Tabla 8.1N – Diámetro mínimo del mandril para evitar daños a la armadura**a) para barras y alambres**

Diámetro de barra	Diámetro mínimo del mandril para patillas, ganchos y ganchos en U (véase la figura 8.1)
$\phi \leq 16 \text{ mm}$	4ϕ
$\phi > 16 \text{ mm}$	7ϕ

b) para armadura soldada doblada y mallazo soldado doblado después de la soldadura

Diámetro mínimo del mandril	
	
5ϕ	$d \geq 3\phi$ 5ϕ $d < 3\phi$ o soldadura en la zona curva 20ϕ
NOTA El tamaño del mandril para soldadura dentro de la zona curva se puede reducir a 5ϕ si la soldadura se realiza conforme al anexo B de la Norma EN ISO 17660 (todas las partes).	

(3) No se necesita comprobar el diámetro del mandril para evitar fallos en el hormigón si se cumplen las siguientes condiciones:

- el anclaje de la barra no requiere una longitud de más de 5ϕ pasado el extremo final de la patilla;
- la barra no está colocada en el extremo (plano de la patilla cerca de la cara de hormigón) y hay una barra transversal con un diámetro $\geq \phi$ dentro de la patilla;
- el diámetro del mandril es al menos igual a los valores recomendados en la tabla 8.1N.

En otro caso, el diámetro del mandril, $\phi_{m,\min.}$, se debería aumentar conforme a la ecuación (8.1).

$$\phi_{m,\min.} \geq F_{bt} ((1/a_b) + 1/(2\phi)) / f_{cd} \quad (8.1)$$

donde

F_{bt} es la fuerza de tracción de las cargas últimas en una barra o grupo de barras en contacto, al inicio de la patilla;

a_b para una barra (o grupo de barras en contacto) es la mitad de la distancia entre centros de barras (o grupos de barras), perpendicular al plano del trazado de la patilla. Para una barra o grupo de barras contiguas a la cara del elemento, se debería tomar a_b como el recubrimiento más $\phi/2$.

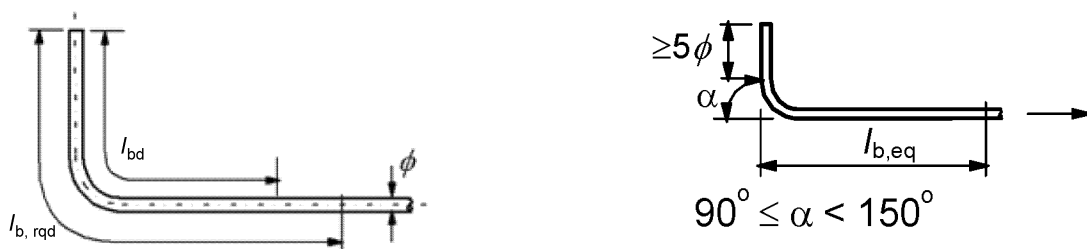
El valor de f_{cd} no se debería tomar mayor que el correspondiente a la clase de hormigón C55/67.

8.4 Anclaje de la armadura longitudinal

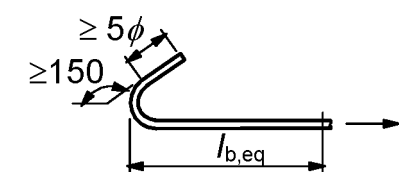
8.4.1 Generalidades

(1)P La armadura de barras, alambres o mallas electrosoldadas se debe anclar de modo que las fuerzas de adherencia se transmitan de forma segura al hormigón, y se eviten las fisuras longitudinales y los desconchones. Si es necesario, se debe disponer armadura transversal.

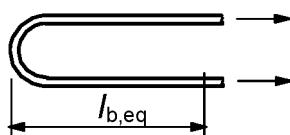
(2) Se muestran métodos de anclaje en la figura 8.1 [véase también el punto (3) del apartado 8.8].



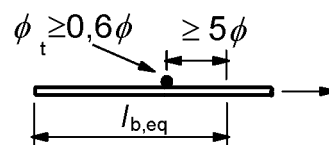
a) Longitud básica de anclaje en tracción, l_{bd} , para cualquier forma medida a lo largo del eje longitudinal



c) Longitud de anclaje equivalente para un gancho



d) Longitud de anclaje equivalente para un gancho en U



e) Longitud de anclaje equivalente para una barra transversal soldada

Figura 8.1 – Métodos de anclaje diferentes de la barra recta

(3) Las patillas y los ganchos no contribuyen a los anclajes en compresión.

(4) Se debería prevenir el fallo del hormigón en el interior de las patillas cumpliendo el punto (3) del apartado 8.3.

(5) Si se usan dispositivos mecánicos, los requisitos de los ensayos deberían ser conformes con el documento de idoneidad técnica europeo (DITE) correspondiente al producto.

(6) Para más información acerca de la transmisión de las fuerzas del pretensado al hormigón, véase el apartado 8.10.

8.4.2 Tensión última de adherencia

(1)P La tensión última de adherencia debe ser suficiente para prevenir los fallos por adherencia.

(2) El valor de cálculo de la tensión última de adherencia f_{bd} para barras corrugadas se puede tomar como:

$$f_{bd} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd} \quad (8.2)$$

donde

f_{ctd} es el valor de cálculo de la resistencia del hormigón a tracción conforme al punto (2)P del apartado 3.1.6. Debido al incremento de la fragilidad de los hormigones de alta resistencia, $f_{ctk,0,05}$ se debería limitar aquí al valor para C60/75, a menos que se pueda comprobar que la resistencia de adherencia media aumenta por encima de este límite;

η_1 es un coeficiente relacionado con la calidad de la condición de adherencia y la posición de la barra durante el vertido del hormigón (véase la figura 8.2):

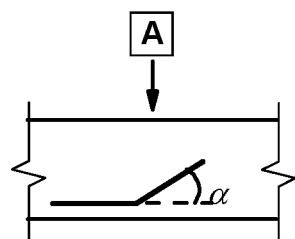
$\eta_1 = 1,0$ cuando se obtienen "buenas" condiciones y

$\eta_1 = 0,7$ para todos los demás casos, y para barras en elementos estructurales construidos con encofrados deslizantes, a menos que pueda demostrarse que existen "buenas" condiciones de adherencia;

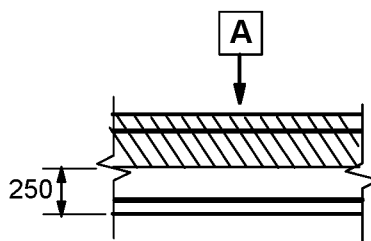
η_2 está relacionado con el diámetro de la barra:

$$\eta_2 = 1,0 \text{ para } \phi \leq 32 \text{ mm}$$

$$\eta_2 = (132 - \phi)/100 \text{ para } \phi > 32 \text{ mm}$$

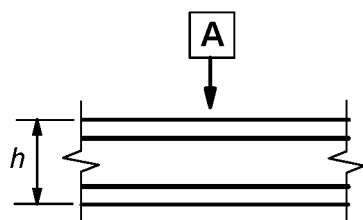


a) $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$

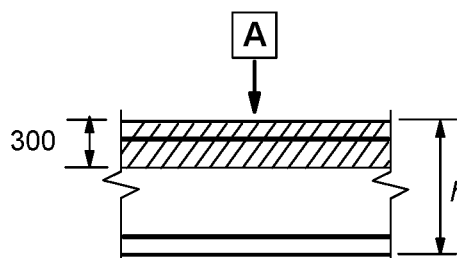


c) $h > 250 \text{ mm}$

A - Dirección del hormigonado



b) $h \leq 250 \text{ mm}$



d) $h > 600 \text{ mm}$

a) y b) condiciones de adherencia
"buenas" para todas las barras

c) y d) zona no sombreada –condiciones
de adherencia "buenas"
zona sombreada – condiciones
de adherencia "deficientes"

Figura 8.2 – Descripción de las condiciones de adherencia

8.4.3 Longitud básica de anclaje

(1)P El cálculo de la longitud de anclaje necesaria debe tener en cuenta el tipo de acero y las propiedades de adherencia de las barras.

(2) La longitud básica de anclaje necesaria, $l_{b,rqd}$, para anclar la fuerza $A_s \sigma_{sd}$ en una barra recta suponiendo la tensión de adherencia constante e igual a f_{bd} , se deduce de:

$$l_{b,rqd} = (\phi / 4)(\sigma_{sd} / f_{bd}) \quad (8.3)$$

Donde σ_{sd} es la tensión de cálculo de la barra en la posición a partir de la cual se mide el anclaje.

Los valores para f_{bd} se indican en el apartado 8.4.2.

(3) En el caso de barras en patilla, la longitud básica de anclaje necesaria, $l_{b,rqd}$, y la longitud neta de anclaje l_{bd} , se debería medir a lo largo del eje de la barra (véase la figura 8.1a).

(4) En el caso de pares de alambres/barras formando mallas electrosoldadas, se debería reemplazar el diámetro ϕ en la ecuación (8.3) por el diámetro equivalente $\phi_n = \phi \sqrt{2}$.

8.4.4 Longitud neta de anclaje

(1) La longitud neta de anclaje, l_{bd} , es:

$$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,rqd} \geq l_{b,min.} \quad (8.4)$$

donde α_1 , α_2 , α_3 , α_4 y α_5 son coeficientes indicados en la tabla 8.2:

α_1 evalúa el efecto de la forma de las barras suponiendo un recubrimiento adecuado (véase la figura 8.1);

α_2 evalúa el efecto del recubrimiento mínimo de la armadura (véase la figura 8.3).

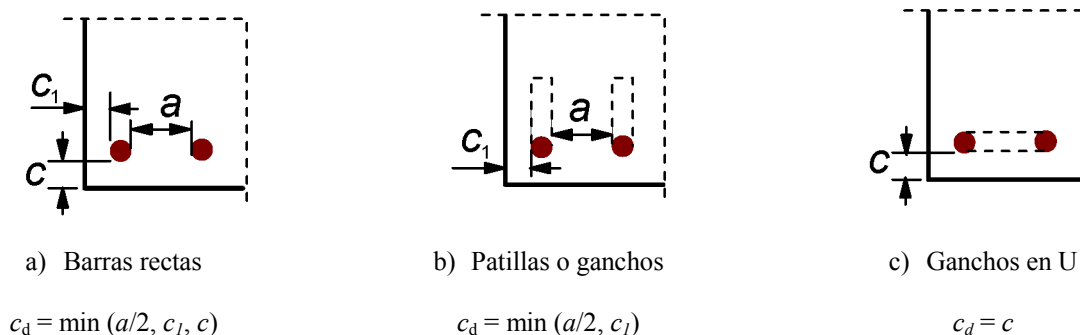


Figura 8.3 – Valores de c_d para vigas y losas

α_3 evalúa el efecto de confinamiento debido a la armadura transversal;

α_4 evalúa la influencia de una o más barras transversales soldadas ($\phi_t > 0,6 \phi$) a lo largo de la longitud neta del anclaje l_{bd} (véase también 8.6);

α_5 evalúa el efecto de la presión transversal al plano de hendimiento a lo largo de la longitud neta de anclaje.

$$\text{El producto } (\alpha_2 \alpha_3 \alpha_5) \geq 0,7 \quad (8.5)$$

$l_{b,rqd}$ se indica en la ecuación (8.3)

$l_{b,min.}$ es la longitud mínima de anclaje si no se aplica ninguna otra limitación:

$$\text{– para anclajes en tracción: } l_{b,min.} \geq \max.\{0,3l_{b,rqd}; 10 \phi; 100 \text{ mm}\} \quad (8.6)$$

$$\text{– para anclajes en compresión } l_{b,min.} \geq \max.\{0,6l_{b,rqd}; 10 \phi; 100 \text{ mm}\} \quad (8.7)$$

(2) Como una alternativa simplificada al punto (1) del apartado 8.4.4, se puede disponer una longitud de anclaje equivalente, $l_{b,eq}$, en lugar de los anclajes en tracción de ciertas formas que se indican en la figura 8.1. Se define $l_{b,eq}$ en esta figura y se puede tomar como:

- $\alpha_1 l_{b,rqd}$ para formas indicadas en la figura 8.1b a 8.1d (véase la tabla 8.2 para los valores de α_1);
- $\alpha_4 l_{b,rqd}$ para formas indicadas en la figura 8.1 e (véase la tabla 8.2 para los valores de α_4).

donde

α_1 y α_4 se definen en el punto (1);

$l_{b,rqd}$ se calcula a partir de la ecuación (8.3).

Tabla 8.2 – Valores de los coeficientes α_1 , α_2 , α_3 , α_4 y α_5

Factor que influye	Tipo de anclaje	Barra de armadura	
		En tracción	En compresión
Forma de las barras	Prolongación recta	$\alpha_1 = 1,0$	$\alpha_1 = 1,0$
	Distinto de prolongación recta [véanse las figuras 8.1 (b), (c) y (d)]	$\alpha_1 = 0,7$ si $c_d > 3\phi$ en otro caso $\alpha_1 = 1,0$ (véase la figura 8.3 para valores de c_d)	$\alpha_1 = 1,0$
Recubrimiento del hormigón	Prolongación recta	$\alpha_2 = 1 - 0,15 (c_d - \phi) / \phi$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	$\alpha_2 = 1,0$
	Distinto de prolongación recta [véanse las figuras 8.1 (b), (c) y (d)]	$\alpha_2 = 1 - 0,15 (c_d - 3\phi) / \phi$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$ (véase la figura 8.3 para valores de c_d)	$\alpha_2 = 1,0$
Confinamiento debido a la armadura transversal no soldada a la armadura central	Todos los tipos	$\alpha_3 = 1 - K\lambda$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	$\alpha_3 = 1,0$
Confinamiento debido a la armadura transversal soldada*	Todos los tipos, posiciones y tamaños especificados en la figura 8.1 (e)	$\alpha_4 = 0,7$	$\alpha_4 = 0,7$
Confinamiento debido a la presión transversal	Todos los tipos	$\alpha_5 = 1 - 0,04p$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	—

donde

$$\lambda = (\Sigma A_{st} - \Sigma A_{st,min}) / A_s;$$

ΣA_{st} área de la sección de armadura transversal a lo largo de la longitud neta de anclaje l_{bd} ;

$\Sigma A_{st,min}$ área de la sección transversal de la armadura transversal mínima;

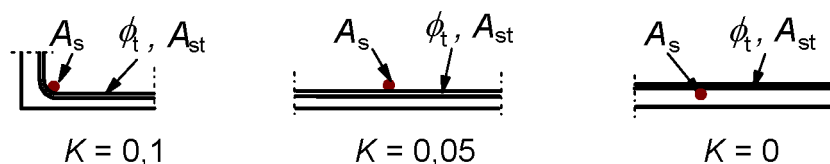
= 0,25 A_s para vigas y 0 para losas;

A_s área de la barra anclada de diámetro mayor;

K los valores se indican en la figura 8.4;

p presión transversal [MPa] en estado límite último a lo largo de l_{bd} .

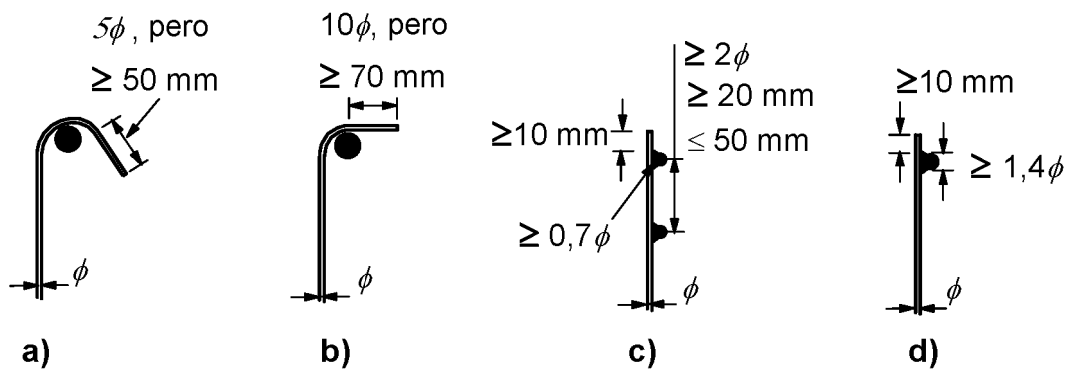
* Véase también el apartado 8.6: para apoyos directos se puede tomar l_{bd} menor que $l_{b,min}$, siempre y cuando haya al menos un alambre transversal soldado dentro del apoyo. Dicho alambre se debería ubicar al menos a 15 mm desde la cara del apoyo.

Figura 8.4 – Valores de K para vigas y losas

8.5 Anclaje de cercos y armaduras de cortante

- (1) Normalmente, el anclaje de los cercos y de la armadura de cortante se debería realizar mediante patillas y ganchos, o mediante armadura transversal soldada. Se debería disponer una barra dentro del gancho o patilla.
- (2) El anclaje debería ser conforme con la figura 8.5. La soldadura se debería realizar conforme a la Norma EN ISO 17660 (todas las partes) y tener una capacidad de soldadura conforme al punto (2) del apartado 8.6.

NOTA Para la definición de los ángulos de doblado véase la figura 8.1.



NOTA El recubrimiento para c) y d) no debería ser menor ni de 3ϕ ni de 50 mm.

Figura 8.5 – Anclaje de cercos

8.6 Anclaje mediante barras soldadas

- (1) Se puede obtener un tipo de anclaje adicional a los indicados en los apartados 8.4 y 8.5 mediante barras transversales soldadas (véase la figura 8.6) soportadas en el hormigón. Se debería demostrar que la calidad de las juntas soldadas es adecuada.

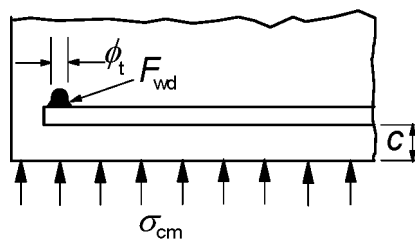


Figura 8.6 – Barra transversal soldada como dispositivo de anclaje

La capacidad de anclaje de una barra transversal soldada (diámetro desde 14 mm a 32 mm), soldada en el interior de la barra principal, es F_{btd} . En la ecuación (8.3) se puede reducir σ_{sd} por F_{btd}/A_s , donde A_s es el área de la barra.

NOTA El valor de F_{btd} para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado viene determinado por:

$$F_{btd} = l_{td} \phi \sigma_{td} \text{ pero no mayor que } F_{wd} \quad (8.8N)$$

donde

F_{wd} es resistencia a cortante de cálculo de la soldadura (expresado como un coeficiente de $A_s f_{yd}$; por ejemplo $0.5 A_s f_{yd}$ donde A_s es la sección transversal de la barra anclada y f_{yd} es su límite elástico de cálculo);

- l_{td} es la longitud de cálculo de la barra transversal: $l_{td} = 1,16 \phi (f_{yd}/\sigma_{td})^{0,5} \leq l_t$;
- l_t es la longitud de la barra transversal, pero no mayor que la separación entre las barras que se van a anclar;
- ϕ es el diámetro de la barra transversal;
- σ_{td} es la tensión del hormigón: $\sigma_{td} = (f_{ctd} + \sigma_{cm})/\gamma \leq 3 f_{cd}$;
- σ_{cm} es la compresión en el hormigón perpendicular a ambas barras (valor medio, se toma la compresión con signo positivo);
- γ es una función: $\gamma = 0,015 + 0,14 e^{(-0,18x)}$;
- x es una función que considera la geometría: $x = 2 (c/\phi) + 1$;
- c es el recubrimiento de hormigón perpendicular a ambas barras.

(3) Si dos barras del mismo tamaño están soldadas en lados opuestos de la barra a anclar, se puede duplicar la capacidad calculada en el punto (2) del apartado 8.6, siempre y cuando el recubrimiento de la barra externa sea conforme con el capítulo 4.

(4) Si dos barras están soldadas en el mismo lado con una separación mínima de 3ϕ , la capacidad se debería multiplicar por un coeficiente de 1,41.

(5) En el caso de barras con diámetros nominales de 12 mm y menores, la capacidad de anclaje de una barra transversal soldada depende principalmente de la resistencia de cálculo de la unión soldada. Se puede calcular de la manera siguiente:

$$F_{btd} = F_{wd} \leq 16 A_s f_{cd} \phi_t / \phi \quad (8.9)$$

donde

F_{wd} resistencia a cortante de cálculo de la soldadura [véase el punto (2) del apartado 8.6];

ϕ_t diámetro nominal de la barra transversal: $\phi_t \leq 12$ mm;

ϕ diámetro nominal de la barra de anclaje: $\phi \leq 12$ mm.

Si se usan dos barras transversales soldadas con una separación mínima de ϕ se debería multiplicar la capacidad de anclaje indicada en la ecuación (8.9) por un coeficiente de 1,41.

8.7 Solapes y conectadores mecánicos

8.7.1 Generalidades

(1)P Las fuerzas se transmiten de una barra a otra mediante:

- barras solapadas con o sin patillas o ganchos;
- soldadura;
- dispositivos mecánicos que aseguran la transferencia de las cargas de tensión y compresión o sólo de compresión.

8.7.2 Solapes

(1)P El detalle constructivo de los solapes entre barras debe ser tal que:

- se asegure la transmisión de las fuerzas de una barra a la siguiente;
- se impida el desconchado del hormigón en las cercanías de los empalmes;
- se impida la aparición de grandes fisuras que afecten a las prestaciones de la estructura.

(2) Solapes:

- se deberían alternar los solapes entre barras, y no situarlos en zonas de esfuerzos elevados (por ejemplo rótulas plásticas). Se indican excepciones en el punto (4) siguiente;
- normalmente, la disposición en todas las secciones debería ser simétrica.

(3) La disposición del empalme por solape de barras debería ser conforme con la figura 8.7:

- la distancia libre entre barras solapadas no debería ser mayor que 4ϕ o 50 mm, en caso contrario la longitud de solape debería aumentarse en una longitud igual a la distancia libre donde sea mayor que 4ϕ o 50 mm;
- la distancia longitudinal entre dos solapes contiguos no debería ser menor que 0,3 veces la longitud de solape, l_0 ;
- en el caso de solapes adyacentes, la distancia libre entre barras contiguas no debería ser menor que 2ϕ o 20 mm.

(4) Si se cumplen las disposiciones del punto (3) anterior, el porcentaje admisible de barras solapadas a tracción puede ser del 100% donde todas las barras formen una sola capa. Si las barras se encuentran en varias capas, el porcentaje se debería reducir al 50%.

Todas las barras en compresión y la armadura secundaria (reparto) pueden montarse en una sección.

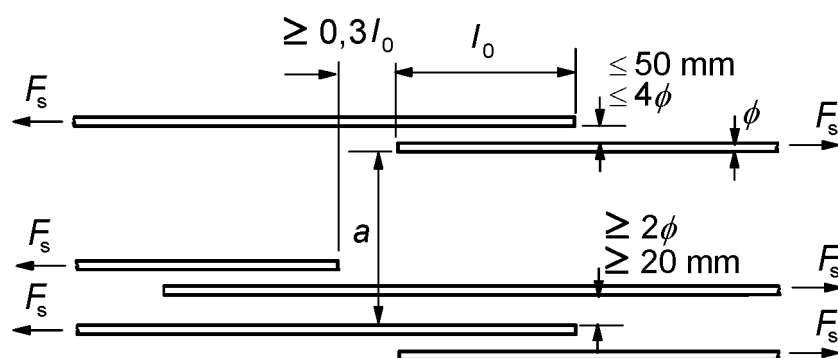


Figura 8.7 – Solapes adyacentes

8.7.3 Longitud de solape

(1) La longitud de solape de cálculo es:

$$l_0 = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_5 \alpha_6 l_{b,rqd} \geq l_{0,min.} \quad (8.10)$$

donde

$l_{b,rqd}$ se calcula a partir de la ecuación (8.3);

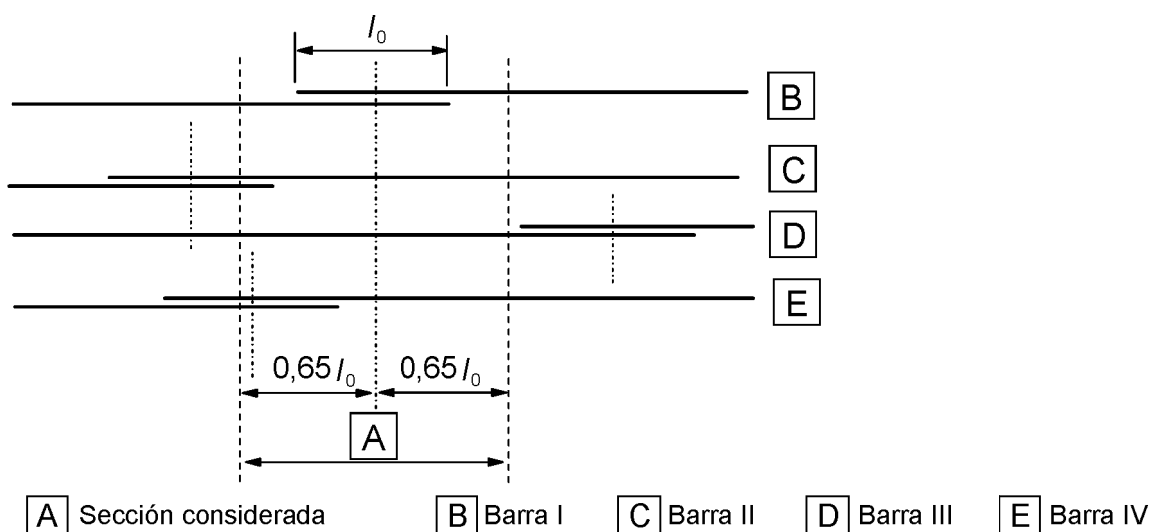
$$l_{0,min.} \geq \max. \{0,3 \alpha_6 l_{b,rqd}; 15\phi, 200 \text{ mm}\}. \quad (8.11)$$

Los valores de α_1 , α_2 , α_3 y α_5 se pueden tomar de la tabla 8.2; sin embargo, para el cálculo de α_3 se debería tomar $\Sigma A_{st,min.}$ como $1,0 A_s$ (σ_{sd}/f_{yd}) con A_s = área de una barra de solape.

$\alpha_6 = (\rho_1/25)^{0,25}$ pero no mayor que 1,5 y no menor que 1,0, donde ρ_1 es el porcentaje de armadura en solape dentro de $0,65 l_0$ desde el centro de la longitud de solape considerada (véase la figura 8.8). Los valores de α_6 se indican en la tabla 8.3.

Tabla 8.3: Valores del coeficiente α_6

Porcentaje de barras solapadas respecto a la sección transversal total	< 25%	33%	50%	>50%
α_6	1	1,15	1,4	1,5
NOTA Los valores intermedios se pueden determinar por interpolación.				



EJEMPLO Las barras II y III se encuentran fuera de la sección considerada: % = 50 y $\alpha_6 = 1,4$.

Figura 8.8 – Porcentaje de barras solapadas en una sección de solape

8.7.4 Armadura transversal en la zona de solape

8.7.4.1 Armadura transversal para barras en tracción

- (1) Se requiere armadura transversal en la zona de solape para resistir las fuerzas de tracción transversales.
- (2) Si el diámetro de las barras solapadas, ϕ , es menor que 20 mm, o el porcentaje de las barras solapadas en cualquier sección es menor que el 25%, entonces cualquier armadura transversal o cercos necesarios por otras razones se deberían suponer como suficientes para las fuerzas de tracción transversales sin justificación adicional.
- (3) Si el diámetro de las barras solapadas, ϕ , es mayor o igual a 20 mm, la armadura transversal debería tener un área total ΣA_{st} (suma de todas las ramas paralelas a la capa de los empalmes de la armadura) no menor que el área A_s de una barra solapadas ($\Sigma A_{st} \geq 1,0 A_s$). La barra transversal se debería colocar perpendicular a la dirección de la armadura en solape, y entre ésta y la superficie del hormigón.

Si más de 50% de la armadura se encuentra en solape en un punto y la distancia, a , entre solapes contiguos en una sección es $\leq 10\phi$ (véase la figura 8.7) la armadura transversal se debería formar mediante cercos o barras en U ancladas en el cuerpo de la sección.

- (4) La armadura transversal dispuesta según el punto (3) anterior se debería colocar en las secciones externas del solape, como muestra la figura 8.9 (a).

8.7.4.2 Armadura transversal para barras en compresión permanente

(1) Además de las reglas para barras en tracción, una barra de la armadura transversal se debería colocar fuera de cada extremo de la longitud de solape y dentro de 4ϕ de los extremos de la longitud de solape (véase la figura 8.9b).

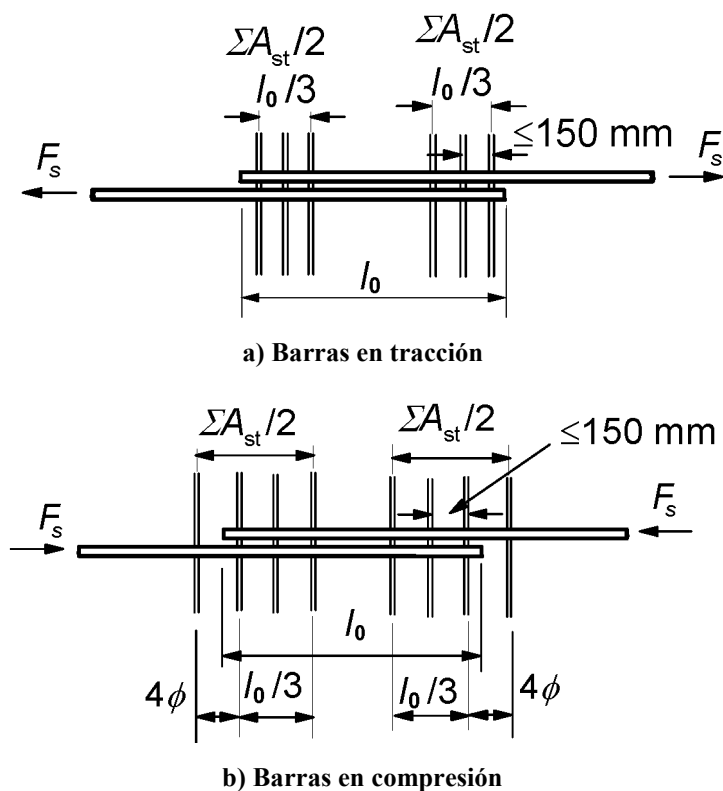


Figura 8.9 – Armadura transversal para empalmes por solape

8.7.5 Solapes para mallas electrosoldadas fabricadas con alambres corrugados

8.7.5.1 Solapes de la armadura principal

(1) Los solapes se pueden hacer tanto por colocación de mallas acopladas como por colocación de una malla superpuesta sobre la otra (véase la figura 8.10).

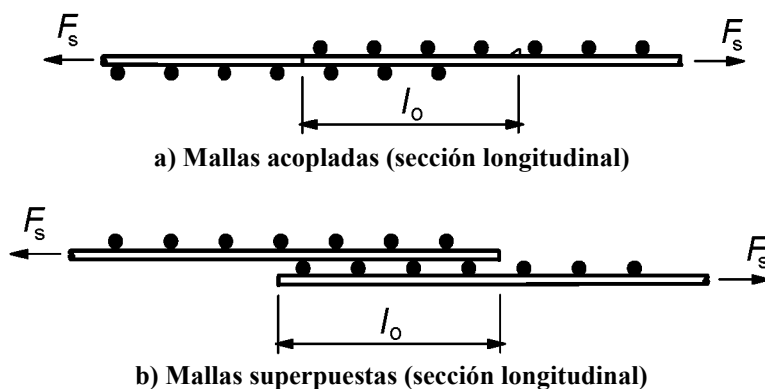


Figura 8.10 – Solape de mallas electrosoldadas

- (2) Si se esperan cargas de fatiga, se debería adoptar la colocación de mallas acopladas.
- (3) En el caso de colocación de mallas acopladas, las disposiciones del solape para las barras longitudinales principales debería ser conforme con el apartado 8.7.2. Se debería ignorar cualquier efecto favorable de las barras transversales, tomando de ese modo $\alpha_3 = 1,0$.
- (4) En el caso de mallas superpuestas, los solapes de la armadura principal se deberían situar, generalmente, en zonas donde la tensión calculada en la armadura en estado límite último no sea mayor que el 80% de la resistencia de cálculo.
- (5) Si no se cumple la condición del punto (4) anterior, el canto útil del acero a considerar para el cálculo de la resistencia a flexión según el apartado 6.1 se debería aplicar a la capa más alejada de la cara en tracción. Además, si se realiza una comprobación de fisuración cerca del extremo del solape, se debería aumentar en un 25% la tensión de acero utilizada en las tablas 7.2 y 7.3 debido a la discontinuidad en los extremos de los solapes.
- (6) El porcentaje de la armadura principal que se puede solapar en cualquier sección, debería ser conforme con lo siguiente:

En el caso de capas de mallas acopladas, se aplican los valores indicados en la tabla 8.3.

En el caso de capa de mallas superpuestas, el porcentaje permitido de la armadura principal que puede ser solapado en cualquier sección, depende del área de la sección transversal específica de las mallas dispuestas $(A_s/s)_{\text{prov}}$, donde s es la separación entre alambres:

- 100% si $(A_s/s)_{\text{prov}} \leq 1\,200 \text{ mm}^2/\text{m}$
- 60% si $(A_s/s)_{\text{prov}} > 1\,200 \text{ mm}^2/\text{m}$

Se deberían separar al menos $1,3 l_0$ (l_0 se determina como se indica en el 8.7.3) los empalmes de múltiples capas.

- (7) En la zona de solape no es necesaria ninguna armadura transversal adicional.

8.7.5.2 Solapes de armadura secundaria o de reparto

- (1) Todas las armaduras secundarias se pueden solapar en la misma zona.

Los valores mínimos de la longitud de solape, l_0 , se indican en la tabla 8.4; la longitud de solape de dos barras secundarias debería cubrir dos barras principales.

Tabla 8.4 – Longitudes de solape requeridas para alambres secundarios

Diámetro de alambres secundarios (mm)	Longitudes de solape
$\phi \leq 6$	$\geq 150 \text{ mm}$; al menos 1 paso de alambres dentro de la longitud solape
$6 < \phi \leq 8,5$	$\geq 250 \text{ mm}$; al menos 2 pasos de alambre
$8,5 < \phi \leq 12$	$\geq 350 \text{ mm}$; al menos 2 pasos de alambre

8.8 Reglas adicionales para barras de gran diámetro

- (1) En el caso de barras con un diámetro mayor que ϕ_{large} las siguientes reglas complementan a las indicadas en los apartados 8.4 y 8.7.

NOTA El valor de ϕ_{large} para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado es 32 mm.

- (2) Cuando se usan diámetros de barra tan grandes, el control de fisuración se puede lograr tanto usando armadura de piel (véase 9.2.4) o mediante cálculo (véase 7.3.4).
- (3) Las fuerzas de hendimiento son mayores y el efecto cuña mayor con el uso de barras de diámetro grande. Tales barras se deberían anclar mediante dispositivos mecánicos. Como alternativa se pueden anclar como si se tratara de barras rectas, pero se deberían disponer cercos para confinar la armadura.
- (4) En general, no se deberían solapar las barras de diámetro grande, con excepciones como en secciones con una dimensión mínima de 1,0 m, o donde la tensión en la armadura no sea mayor que el 80% de la resistencia última de cálculo.
- (5) Se debería disponer armadura transversal, adicional a la de cortante, en las zonas de anclaje donde no exista compresión transversal.
- (6) En el caso de longitudes de anclaje rectas (véase la figura 8.11 para los símbolos usados) la armadura adicional a la que se hace referencia en el punto (5) anterior no debería ser menor que lo siguiente:

- en la dirección paralela a cara en tracción:

$$A_{sh} = 0,25 A_s n_1 \quad (8.12)$$

- en la dirección perpendicular a la cara en tracción:

$$A_{sv} = 0,25 A_s n_2 \quad (8.13)$$

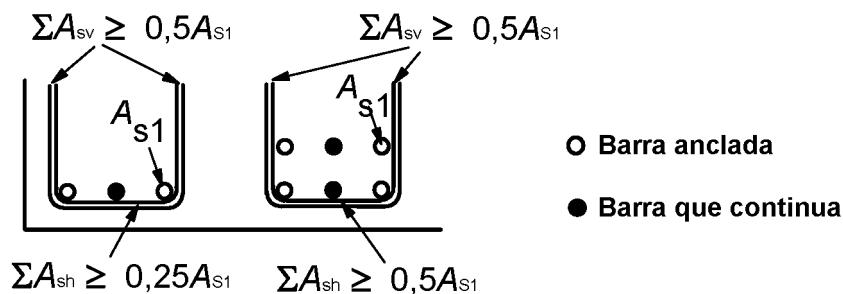
donde

A_s es el área de la sección transversal de una barra anclada;

n_1 es el número de capas con barras ancladas en el mismo punto del elemento;

n_2 es el número de barras ancladas en cada capa.

- (7) La armadura transversal adicional se debería distribuir uniformemente en la zona de anclaje, y la separación entre barras no debería superar 5 veces el diámetro de la armadura longitudinal.



EJEMPLO En el caso de la izquierda $n_1 = 1$ y $n_2 = 2$, y en el caso de la derecha $n_1 = 2$ y $n_2 = 2$.

Figura 8.11 – Armadura adicional en una zona de anclaje para barras de gran diámetro donde no hay compresión transversal

- (8) En el caso de armadura de piel, se aplica el apartado 9.2.4, pero el área de la armadura de piel no debería ser menor que $0,01 A_{ct,ext}$ en la dirección perpendicular a barras de gran diámetro, y $0,02 A_{ct,ext}$ en la dirección paralela a esas barras.

8.9 Grupos de barras

8.9.1 Generalidades

(1) Salvo que se especifique otra cosa, las reglas para barras individuales también se aplican a los grupos de barras. En un grupo, todas las barras deberían tener las mismas características (tipo y grado). Es posible agrupar barras de distintos tamaños mientras la relación de diámetros no sea mayor que 1,7.

(2) En cálculo, el grupo de barras se sustituye por una barra hipotética cuya sección tiene la misma área y el mismo centro de gravedad que el grupo de barras. El diámetro equivalente de esta barra hipotética, ϕ_n , es tal que:

$$\phi_n = \phi \sqrt{n_b} \leq 55 \text{ mm} \quad (8.14)$$

donde

n_b es el número de barras en el grupo, el cual se limita a:

$n_b \leq 4$ para barras verticales a compresión y para barras en empalmes por solape;

$n_b \leq 3$ para el resto de casos.

(3) En el caso de un grupo de barras, se aplican las reglas indicadas en el apartado 8.2 para la separación entre barras. Se debería usar el diámetro equivalente, ϕ_n , pero la distancia libre entre grupos de barras se debería medir a partir del contorno externo real del grupo de barras. El recubrimiento de hormigón se debería medir a partir del contorno externo real del grupo de barras y no debería ser menor que ϕ_n .

(4) Si dos barras en contacto se sitúan una sobre otra, con buenas condiciones de adherencia, no necesitan ser tratadas como grupo de barras.

8.9.2 Anclaje de grupos de barras

(1) Se puede realizar el corte de grupos de barras en los apoyos finales e intermedios. Los grupos de barras con un diámetro equivalente < 32 mm se pueden cortar cerca de un apoyo sin la necesidad de escalonar el corte. Los grupos de barras con un diámetro equivalente ≥ 32 mm anclados cerca del apoyo se deberían escalonar en dirección longitudinal como se indica en la figura 8.12.

(2) Si las barras individuales están ancladas con una distancia de escalonamiento mayor que $1,3 l_{b,rqd}$ (donde $l_{b,rqd}$ se basa en el diámetro de la barra), se puede usar el diámetro de la barra en la evaluación de l_{bd} (véase la figura 8.12). En caso contrario se debería usar el diámetro equivalente del grupo de barras ϕ_n .

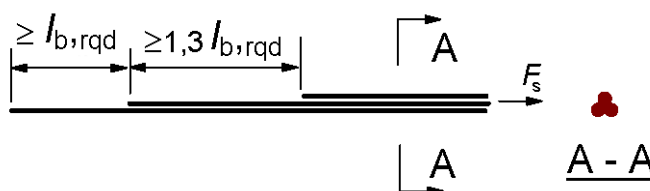


Figura 8.12 – Anclaje muy escalonado de barras en un grupo

(3) No es necesario escalonar los grupos de barras en anclajes en compresión. En el caso de grupos con un diámetro equivalente ≥ 32 mm, se deberían disponer al menos cuatro cercos con un diámetro ≥ 12 mm en los extremos del grupo. Se debería disponer otro cerco adicional justo tras extremo de la barra recortada.

8.9.3 Empalmes por solape de grupos de barras

- (1) Se debería calcular la longitud de solape conforme al apartado 8.7.3, usando ϕ_n [como se define en el punto (2) del apartado 8.9.1] como diámetro de barra equivalente.
- (2) En el caso de grupos formados por dos barras con un diámetro equivalente < 32 mm, las barras se pueden solapar sin escalonar las barras individuales. En este caso se debería usar el diámetro equivalente para calcular l_0 .
- (3) En el caso de grupos formados por dos barras con un diámetro equivalente ≥ 32 mm o de tres barras, las barras individuales se deberían escalonar en la dirección longitudinal, al menos, $1,3 l_0$ como se indica en la figura 8.13, donde l_0 se basa en una sola barra. En este caso la barra número 4 se usa como barra de solape. Se debería asegurar que no hay más de cuatro barras en ninguna sección de solape. No se deberían solapar los grupos con más de tres barras.

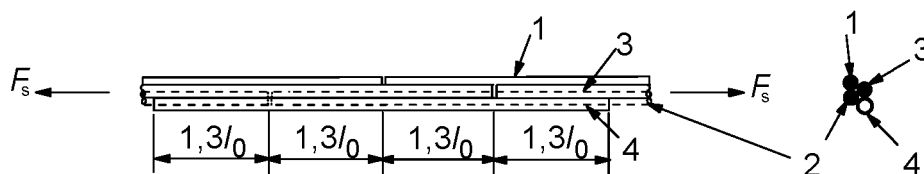


Figura 8.13 – Solape en tracción incluyendo una cuarta barra

8.10 Armadura activa

8.10.1 Disposición de armadura activa y las vainas

8.10.1.1 Generalidades

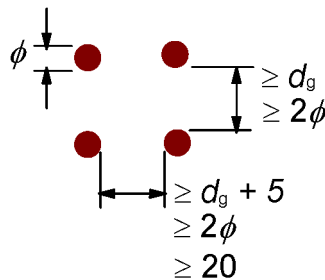
- (1)P La distancia entre las vainas o las armaduras pretensas debe ser tal que asegure que el vertido y compactado del hormigón se puede llevar a cabo satisfactoriamente, y que se alcanza una adherencia suficiente entre el hormigón y la armadura activa.

8.10.1.2 Armaduras pretensas

- (1) La distancia libre mínima horizontal y vertical entre armaduras activas individuales, debería ser conforme con la indicada en la figura 8.14. Se pueden emplear otras disposiciones si los ensayos demuestran un comportamiento último satisfactorio con respecto a:

- el hormigón en compresión en el anclaje;
- el desconchado del hormigón;
- el anclaje de las armaduras pretensas;
- el vertido del hormigón entre la armadura activa.

Se debería considerar también la durabilidad y el peligro de corrosión de la armadura pretensa en los extremos de los elementos.



NOTA Donde ϕ es el diámetro de la armadura pretesa y d_g es el tamaño máximo del árido.

Figura 8.14 – Distancia libre mínima entre las barras de la armadura pretesa

(2) No se deberían agrupar las armaduras activas en las zonas de anclaje, a menos que el vertido o puesta en obra y la compactación del hormigón se puedan realizar de manera satisfactoria, y se alcance una adherencia suficiente entre el hormigón y la armadura activa.

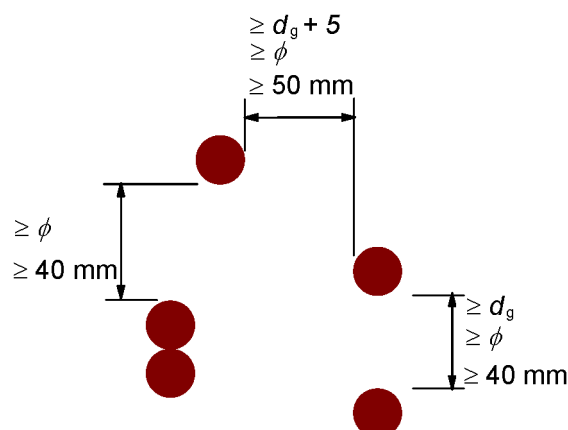
8.10.1.3 Vainas para postesado

(1)P Las vainas para la armadura postesa se deben colocar y construir con el fin de que:

- el hormigón se vierta de forma segura sin dañar las vainas;
- el hormigón resista las fuerzas de las vainas en las partes curvas durante y después de tesado;
- la lechada no se filtrará en otras vainas durante el proceso de inyección.

(2) Normalmente no se deberían agrupar, las vainas para elementos postesos; salvo en el caso de pares de vainas colocadas de forma vertical uno sobre el otro.

(3) La distancia libre mínima entre vainas debería ser conforme con lo indicado en la figura 8.15.



NOTA Donde ϕ es el diámetro de la vaina para la armadura postesa y d_g es el tamaño máximo del árido.

Figura 8.15 – Distancia libre mínima entre vainas

8.10.2 Anclaje de las armaduras pretesas

8.10.2.1 Generalidades

(1) En las zonas de anclaje de armaduras pretesas, se deberían considerar los siguientes parámetros de longitud, véase la figura 8.16:

- Longitud de transmisión, l_{pt} , a partir de la cual se transmite totalmente la fuerza de pretensado (P_0) al hormigón, véase el punto (2) del apartado 8.10.2.2.
- Longitud de dispersión, l_{disp} , a partir de la cual las tensiones del hormigón gradualmente pasan a formar una distribución lineal a través de la sección del hormigón; véase el punto (4) del apartado 8.10.2.2.
- Longitud de anclaje, l_{bpd} , a partir de la cual la fuerza de la armadura activa F_{pd} en el estado límite último se encuentra totalmente anclada al hormigón; véanse los puntos (4) y (5) del apartado 8.10.2.3.

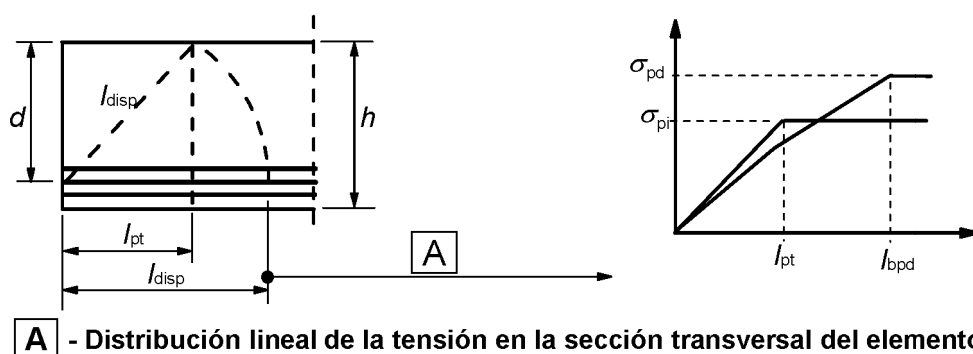


Figura 8.16 – Transferencia del pretensado en elementos con armadura pretesa; parámetros de longitud

8.10.2.2 Transferencia del pretensado

(1) Se puede suponer que, al liberar la armadura activa, el pretensado se transfiere al hormigón mediante una tensión de adherencia constante, f_{bpt} , donde:

$$f_{bpt} = \eta_{p1} \eta_1 f_{ctd}(t) \quad (8.15)$$

donde

η_{p1} es un coeficiente que tiene en cuenta el tipo de armadura activa y la condición de adherencia en liberación:

$\eta_{p1} = 2,7$ para alambres grafilados;

$\eta_{p1} = 3,2$ para cordones de 3 y 7 alambres;

$\eta_1 = 1,0$ para buenas condiciones de adherencia (véase 8.4.2);

$= 0,7$ en caso contrario, a menos que se pueda justificar un valor mayor por unas condiciones especiales durante la ejecución;

$f_{ctd}(t)$ es el valor de cálculo de la resistencia a tracción a la edad de transferencia; $f_{ctd}(t) = \alpha_{ct} \cdot 0,7 \cdot f_{ctm}(t) / \gamma_c$ (véanse también los puntos (9) del apartado 3.1.2 y el (2)P del apartado 3.1.6).

NOTA Se pueden usar valores de η_{p1} para otros tipos de armaduras activas, diferentes de las indicadas anteriormente, si están sujetos al correspondiente documento de idoneidad técnica europeo (DITE).

(2) El valor básico de la longitud de transmisión, l_{pt} se obtiene de:

$$l_{pt} = \alpha_1 \alpha_2 \phi \sigma_{pm0} / f_{bpt} \quad (8.16)$$

donde

α_1 = 1,0 para transferencia gradual;
= 1,25 para transferencia repentina;

α_2 = 0,25 para armaduras activas con sección transversal circular;
= 0,19 para cordones de 3 y 7 alambres;

ϕ es el diámetro nominal de la armadura activa;

σ_{pm0} es la tensión de la armadura activa justo después de la liberación.

(3) Se debería tomar como valor de cálculo de la longitud de transmisión el menos favorable de dos valores, según la situación de cálculo:

$$l_{pt1} = 0,8 l_{pt} \quad (8.17)$$

o

$$l_{pt2} = 1,2 l_{pt} \quad (8.18)$$

NOTA Normalmente se usa el valor menor para comprobaciones de tensiones locales en la transferencia, y el valor mayor para estados límite últimos (cortante, anclaje, etc.).

(4) Se puede suponer que las tensiones en el hormigón tienen una distribución lineal más allá de la longitud de dispersión, véase la figura 8.16:

$$l_{disp} = \sqrt{l_{pt}^2 + d^2} \quad (8.19)$$

(5) Se puede suponer una acumulación del pretensado alternativa, si se justifica adecuadamente, y si se modifica de manera correspondiente la longitud de transmisión.

8.10.2.3 Anclaje de la armadura activa en el estado límite último

(1) Se debería comprobar el anclaje de la armadura activa en secciones donde la tensión de tracción en el hormigón sea mayor que $f_{ctk,0,05}$. La fuerza de la armadura activa se debería calcular para una sección fisurada, incluyendo el efecto del cortante conforme al punto (7) del apartado 6.2.3; véase también el apartado 9.2.1.3. Si la tensión de tracción en el hormigón es menor que $f_{ctk,0,05}$ no es necesario comprobar el anclaje.

(2) La resistencia de adherencia para anclaje en el estado límite último es:

$$f_{bpd} = \eta_{p2} \eta_1 f_{ctd} \quad (8.20)$$

donde

η_{p2} es un coeficiente que tiene en cuenta el tipo de armadura activa y la condición de adherencia en el anclaje;

$\eta_{p2} = 1,4$ para alambres grafilados;

$\eta_{p2} = 1,2$ para cordones de 7 alambres trenzados;

η_1 conforme a lo indicado en el punto (1) del apartado 8.10.2.2.

NOTA Se pueden usar valores de η_{p2} para otros tipos de armaduras activas, diferentes de las indicadas anteriormente, si están sujetas al correspondiente documento de idoneidad técnica europeo (DITE).

(3) Debido al aumento de la fragilidad en hormigones de alta resistencia, se debería limitar aquí $f_{ctk,0,05}$ al valor de C60/75, a menos que se pueda comprobar que la resistencia de adherencia media aumente por encima de este límite.

(4) La longitud de anclaje total para anclar/empotrar una armadura activa con tensión σ_{pd} es:

$$l_{bpd} = l_{pt2} + \alpha_2 \phi (\sigma_{pd} - \sigma_{pm\infty}) / f_{bpd} \quad (8.21)$$

donde

l_{pt2} es el valor superior de cálculo de la longitud de transmisión, véase el punto (3) del apartado 8.10.2.2;

α_2 conforme a lo indicado en el punto (2) del apartado 8.10.2.2;

σ_{pd} es la tensión de tracción de la armadura activa que corresponde a la fuerza indicada en el punto (1);

$\sigma_{pm\infty}$ es la tensión del pretensado después de todas las pérdidas.

(5) Las tensiones de la armadura activa en la zona de anclaje se indican en la figura 8.17.

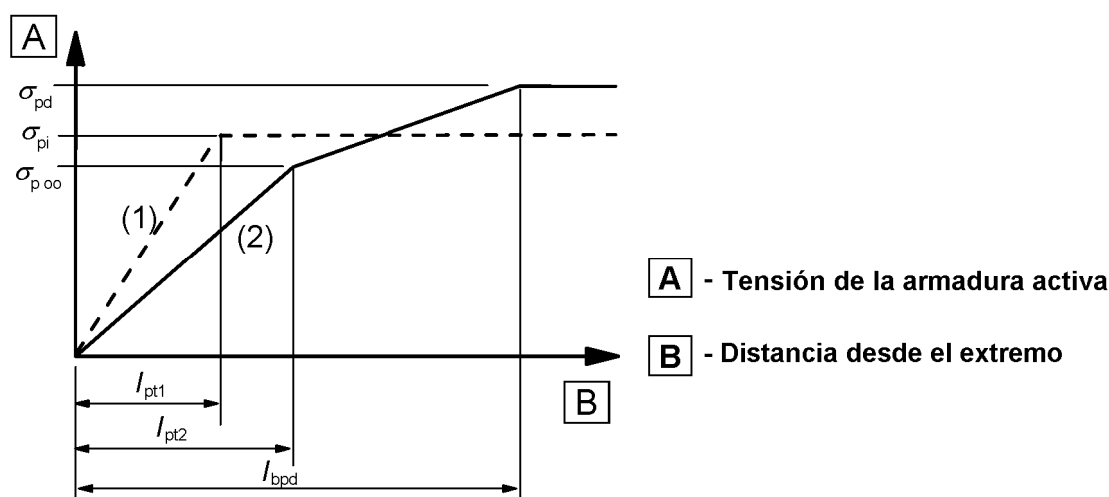


Figura 8.17 – Tensiones en la zona de anclaje de elementos pretesos:
(1) al liberar la armadura activa, (2) en estado límite último

(6) En caso de una combinación de armadura pasiva y la pretesa, se pueden sumar las capacidades de anclaje de cada una.

8.10.3 Zonas de anclaje de elementos postesos

(1) El proyecto de las zonas de anclaje se debería realizar conforme con las reglas de aplicación indicadas en este capítulo, y con las del apartado 6.5.3.

(2) Al considerar los efectos del pretensado como una fuerza concentrada en la zona de anclaje, el valor de cálculo del pretensado debería ser conforme con el punto (3) del apartado 2.4.2.2, y se debería usar la resistencia característica inferior a tracción del hormigón.

(3) Se debería comprobar la tensión de apoyo detrás de las placas de anclaje conforme con el documento de idoneidad técnica europeo (DITE) correspondiente.

(4) Se deberían evaluar las fuerzas de tracción debidas a las fuerzas concentradas mediante un modelo de bielas y tirantes u otra representación apropiada (véase 6.5). Se debería disponer la armadura suponiendo que actúa con su resistencia de cálculo. Si se limita la tensión en esta armadura a 300 MPa no es necesario realizar la comprobación de abertura de fisuras.

(5) Como simplificación, se puede suponer que la fuerza del pretensado se dispersa en un ángulo de propagación 2β (véase la figura 8.18), empezando al final del dispositivo de anclaje, donde β se puede suponer igual al $\arctan(2/3)$.

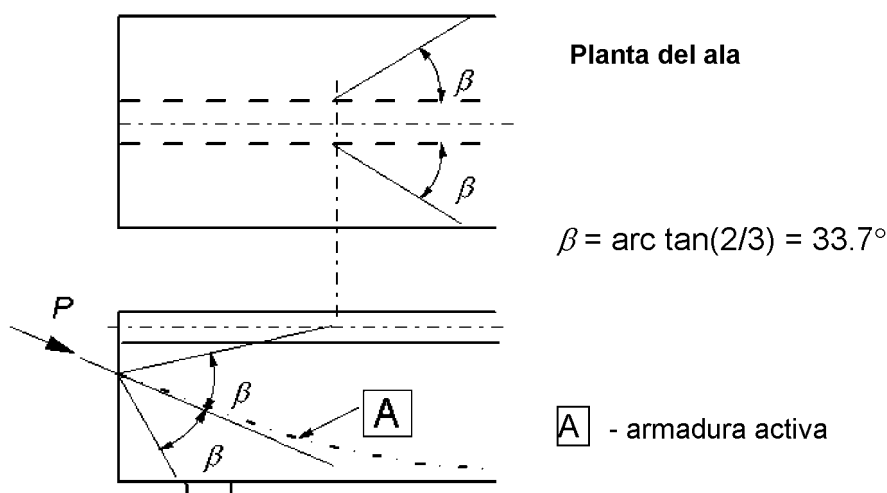


Figura 8.18 – Dispersión del pretensado

8.10.4 Anclajes y conectadores para armadura activa

(1)P Los dispositivos de anclaje utilizados para armaduras postesas deben ser conformes con lo especificado para el sistema de pretensado, y las longitudes de anclaje en el caso de armaduras pretesas deben ser tales que se permita el desarrollo la resistencia de cálculo completa de la armadura activa, teniendo en cuenta los efectos de cualquier acción repetitiva, de variación rápida.

(2)P Cuando se usen conectadores éstos deben ser conformes con los especificados por el sistema de pretensado y se deben colocar – teniendo en cuenta la interferencia causada por estos dispositivos – de forma que no afecten a la capacidad portante del elemento, y que cualquier anclaje temporal que se pueda necesitar durante la construcción se pueda introducir de forma satisfactoria.

(3) Los cálculos para los efectos locales en el hormigón y para la armadura transversal se deberían realizar conforme a los apartados 6.5 y 8.10.3.

(4) En general, los conectadores se deberían colocar lejos de apoyos intermedios.

(5) Se debería evitar la colocación de los conectadores sobre el 50% o más de la armadura activa en una sección transversal, a menos que se pueda demostrar que un porcentaje mayor no causa más riesgo para la seguridad de la estructura.

8.10.5 Desviadores

(1)P Un desviador debe satisfacer los siguientes requisitos:

- soporta las fuerzas longitudinales y transversales que le transmite la armadura activa y, a su vez, transmite estas fuerzas a la estructura;
- asegura que el radio de curvatura de la armadura activa no le causa ninguna sobretensión o daño.

- (2)P En las zonas de desviación los tubos que forman las vainas deben ser capaces de sostener la presión radial y el movimiento longitudinal de la armadura activa, sin daños y sin alterar su propio funcionamiento.
- (3)P El radio de curvatura de la armadura activa en una zona de desviación debe ser conforme con la Norma EN 10138 y el documento de idoneidad técnica europeo (DITE) correspondiente.
- (4) Se permiten desviaciones de cálculo de la armadura activa hasta un ángulo de 0,01 radianes sin usar un desviador. Se deberían tener en cuenta en los cálculos las fuerzas desarrolladas por el cambio de ángulo usando un desviador conforme al documento de idoneidad técnica europeo (DITE) correspondiente.

CAPÍTULO 9 DETALLES CONSTRUCTIVOS DE ELEMENTOS Y REGLAS PARTICULARES

9.1 Generalidades

- (1)P Los requisitos para seguridad, capacidad de servicio y durabilidad se satisfacen siguiendo las reglas indicadas en este capítulo, además de las reglas generales indicadas en otros capítulos.
- (2) Los detalles constructivos de los elementos deberían ser coherentes con los modelos de cálculo adoptados.
- (3) Se proporcionan áreas mínimas de armadura con el fin de prevenir la rotura frágil, fisuras de gran abertura y también para resistir las fuerzas que surgen de acciones de coacción.

NOTA Las reglas indicadas en este capítulo se aplican principalmente a edificios de hormigón armado.

9.2 Vigas

9.2.1 Armadura longitudinal

9.2.1.1 Áreas mínimas y máximas de armadura

- (1) No se debería disponer un área de armadura longitudinal de tracción menor que $A_{s,min}$.

NOTA 1 Véase también el apartado 7.3 para el área de la armadura longitudinal de tracción para el control de la fisuración.

NOTA 2 El valor de $A_{s,min}$ para vigas para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado se deduce de:

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \quad \text{pero no menor que } 0,0013 b_t d \quad (9.1N)$$

donde

b_t indica la anchura media de la zona de tensión; para una viga en T con el ala comprimida, sólo se considera la anchura del alma para el cálculo del valor de b_t ;

f_{ctm} se debería determinar con respecto a la clase resistente apropiada según la tabla 3.1.

Alternativamente, para elementos secundarios donde se pueda aceptar algún riesgo de rotura frágil, se puede tomar $A_{s,min}$ como 1,2 veces el área requerida en la comprobación de ELU.

- (2) Las secciones que contienen menos armadura que $A_{s,min}$ se deberían considerar como hormigón en masa (véase el capítulo 12).

- (3) Las áreas de armadura de tracción o de compresión no deberían ser mayores de $A_{s,máx.}$, excepto en las zonas de solape.

NOTA El valor de $A_{s,máx.}$ para vigas para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado es $0,04 A_c$.

- (4) En el caso de elementos pretensados con armaduras activas no adherentes de modo permanente o con cables pretensados externos, se debería comprobar que la capacidad de flexión última es mayor que el momento de fisuración a flexión. Es suficiente con una capacidad de 1,15 veces el momento de fisuración.

9.2.1.2 Otros detalles constructivos

- (1) En construcción monolítica, incluso cuando se han considerado en el proyecto apoyos simples, la sección en apoyos se debería calcular para que el momento flector consecuencia de un empotramiento parcial sea de al menos β_1 del momento flector máximo en el vano.

NOTA 1 El valor de β_1 para vigas para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado es 0,15.

NOTA 2 Se aplica el área mínima de la armadura longitudinal definida en el punto (1) del apartado 9.2.1.1.

(2) En los apoyos intermedios de vigas continuas, el área total de las armaduras de tracción, A_s , de una sección en T, se debería repartir a lo largo de la anchura eficaz del ala (véase 5.3.2). Parte de ella se puede concentrar sobre la anchura del alma (véase la figura 9.1).

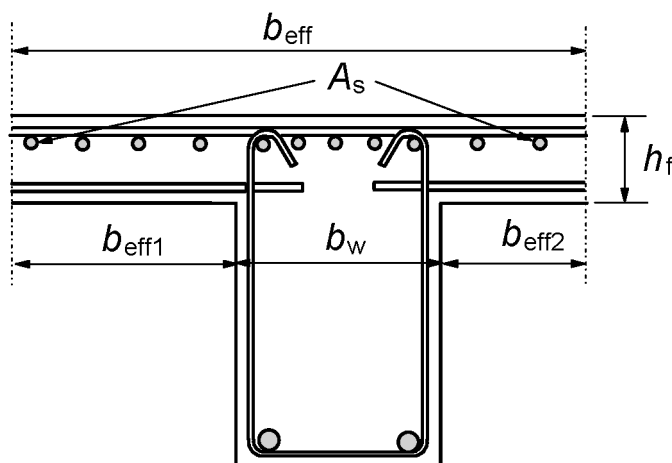


Figura 9.1 – Disposición de la armadura de tracción en una sección con alas

(3) Cualquier armadura longitudinal de compresión (diámetro ϕ) incluida en el cálculo de la resistencia, se debería mantener mediante armadura transversal con una separación no mayor que 15ϕ .

9.2.1.3 Decalaje de la armadura longitudinal de tracción

(1) Se debería disponer armadura suficiente en todas las secciones para resistir la envolvente de las fuerzas de tracción actuantes, incluyendo los efectos de fisuras inclinadas en almas y alas.

(2) En el caso de elementos con armadura de cortante, la fuerza de tracción adicional, ΔF_{td} , se debería calcular conforme al punto (7) del apartado 6.2.3. Para elementos sin armadura de cortante se puede estimar ΔF_{td} decalando de la ley de momentos una distancia $a_1 = d$ conforme al punto (5) del apartado 6.2.2. Esta "regla de decalaje" también se puede usar como alternativa para elementos con armadura para esfuerzo cortante, donde:

$$a_1 = z (\cotg \theta - \cotg \alpha) / 2 \quad (\text{los símbolos se definen en el 6.2.3}) \quad (9.2)$$

La fuerza de tracción adicional se ilustra en la figura 9.2.

(3) Se puede tener en cuenta resistencia de las barras dentro de sus longitudes de anclaje considerando una variación lineal de la fuerza, véase la figura 9.2. Como simplificación del lado de la seguridad, se puede ignorar esta contribución.

(4) La longitud de anclaje de una barra levantada la cual contribuye a la resistencia a cortante no debería ser inferior a $1,3 l_{bd}$ en la zona de tracción y $0,7 l_{bd}$ en la zona de compresión. Se mide a partir del punto de intersección de los ejes de la barra levantada y la armadura longitudinal.

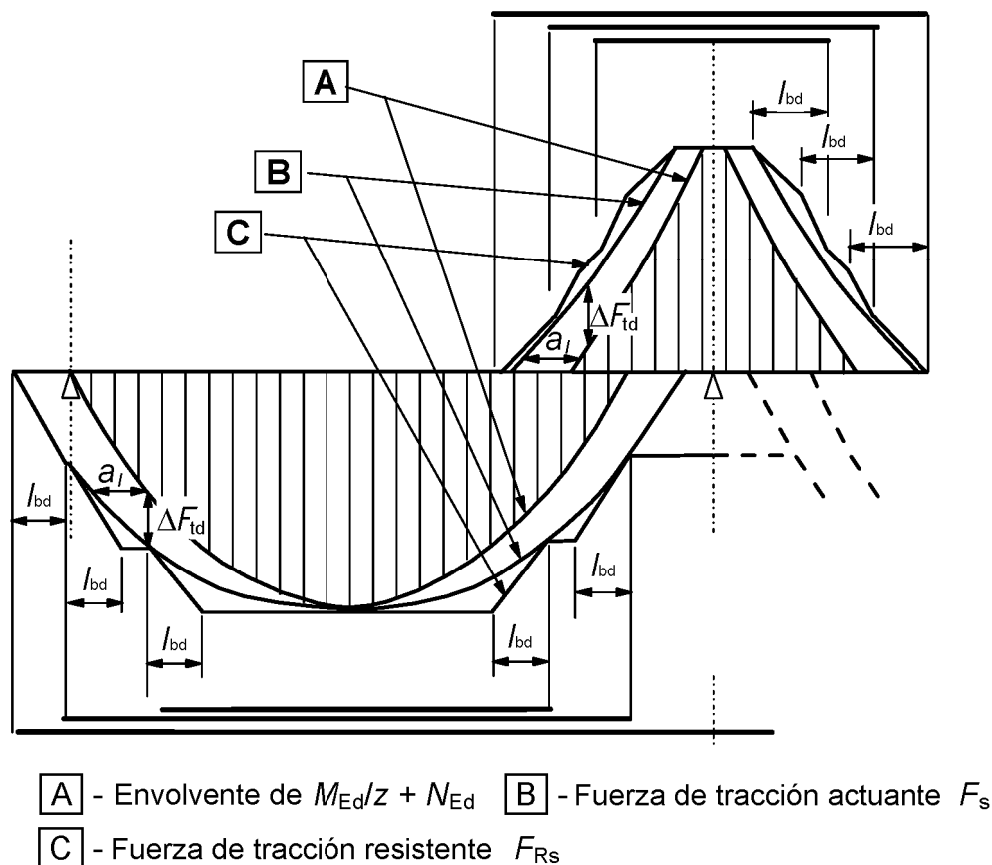


Figura 9.2 – Ilustración del decalaje de la armadura longitudinal, teniendo en cuenta el efecto de fisuras inclinadas y la resistencia de la armadura dentro de las longitudes del anclaje

9.2.1.4 Anclaje de la armadura inferior en apoyos extremos

(1) El área de la armadura inferior dispuesta en los apoyos extremos, supuestos en el proyecto como no empotrados o de leve empotramiento, debería ser al menos β_2 del área de acero dispuesta en el tramo en el vano.

NOTA El valor de β_2 para vigas para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado es 0,25.

(2) La fuerza de tracción a anclar se puede determinar conforme al punto (7) del apartado 6.2.3 (elementos con armadura de cortante), incluyendo la contribución de la fuerza axil si es que existe, o según la "regla de decalaje":

$$F_{Ed} = |V_{Ed}| \cdot a_1 / z + N_{Ed} \quad (9.3)$$

donde N_{Ed} es la fuerza axil a sumar o restar de la fuerza de tracción; para a_1 véase el punto (2) del apartado 9.2.1.3.

(3) La longitud de anclaje es l_{bd} conforme al apartado 8.4.4, medida a partir de la línea de contacto entre viga y apoyo. Se puede tener en cuenta la presión transversal en un apoyo directo. Véase la figura 9.3.

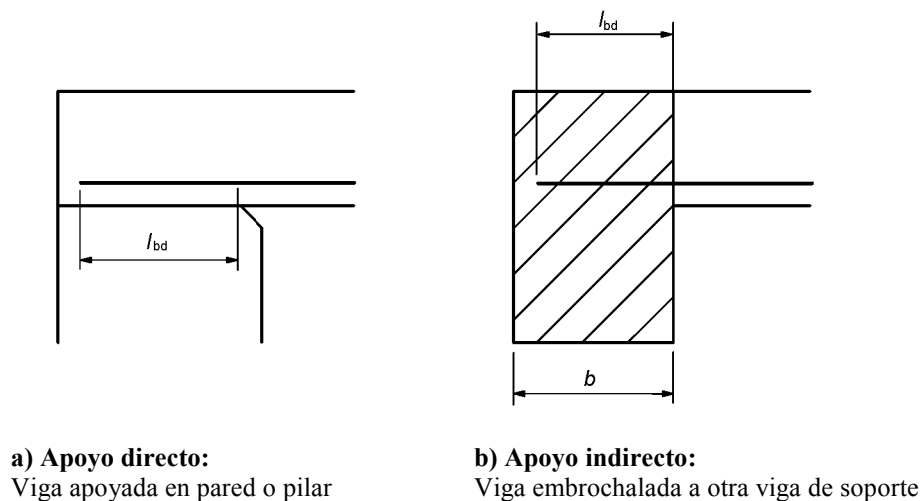


Figura 9.3 – Anclaje de la armadura inferior en apoyos extremos

9.2.1.5 Anclaje de la armadura inferior en apoyos intermedios

- (1) Se aplica el área de armadura indicada en el punto (1) del apartado 9.2.1.4.
- (2) La longitud de anclaje no debería ser menor que 10ϕ (para barras rectas) o no menor que el diámetro del mandril (para ganchos y patillas con diámetros de barra al menos iguales a 16 mm), o dos veces el diámetro del mandril (para otros casos) [véase la figura 9.4 (a)]. Estos valores mínimos son normalmente válidos, pero se puede realizar un cálculo más preciso conforme al apartado 6.6.
- (3) La armadura requerida para resistir posibles momentos positivos (por ejemplo el asiento del apoyo, explosión, etc.) debería especificarse en documentos contractuales. Esta armadura debería ser continua, lo cual se puede lograr por solape de barras [véanse las figuras 9.4 (b) o 9.4 (c)].

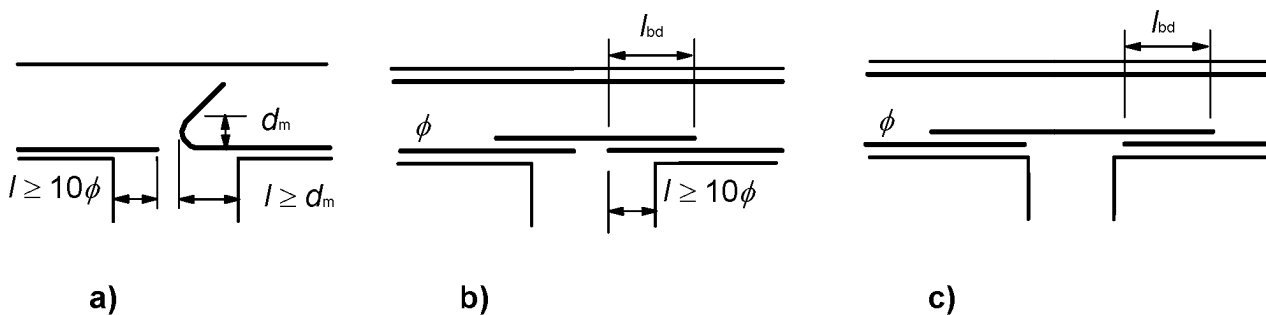


Figura 9.4 – Anclaje en apoyos intermedios

9.2.2 Armadura de cortante

- (1) La armadura de cortante debería formar un ángulo α de entre 45° y 90° respecto al eje longitudinal del elemento estructural.
- (2) La armadura de cortante puede ser una combinación de:
 - cercos o estribos envolviendo la armadura longitudinal de tracción y la zona de compresión (véase la figura 9.5);
 - barras levantadas;

- montajes de la armadura de cortante en forma de jaulas, escaleras, etc.; los cuales se hormigonan sin envolver la armadura longitudinal, pero se anclan adecuadamente en las zonas de compresión y tracción.

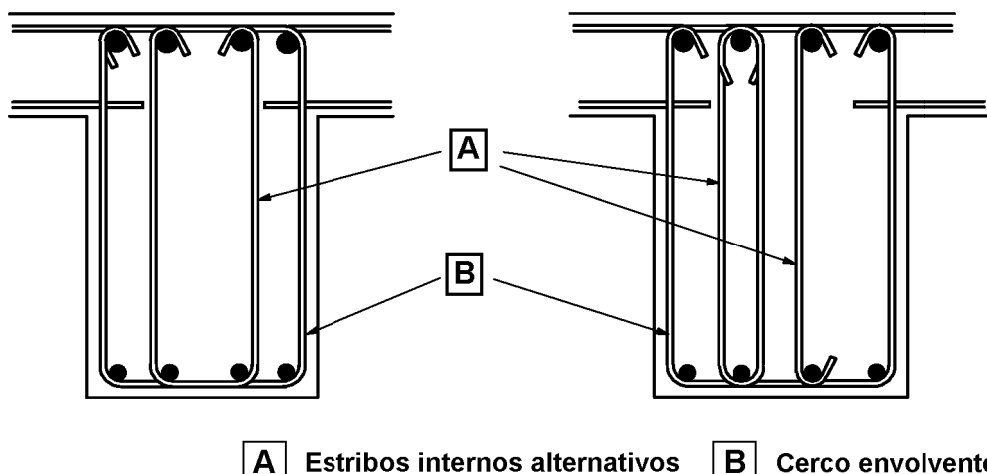


Figura 9.5 – Ejemplos de armadura de cortante

(3) Los cercos se deberían anclar eficazmente. Se permite un empalme por solape cerca de la superficie del alma sólo si no se requiere que resista a torsión.

(4) Se debería disponer, al menos, β_3 de la armadura de cortante necesaria en forma de cercos.

NOTA El valor de β_3 para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado es 0,5.

(5) La cuantía de la armadura de cortante se indica en la ecuación (9.4):

$$\rho_w = A_{sw} / (s \cdot b_w \cdot \sin \alpha) \quad (9.4)$$

donde

ρ_w es la cuantía de la armadura de cortante;

ρ_w no debería ser menor que $\rho_{w,min.}$;

A_{sw} es el área de la armadura de cortante dentro de la longitud s ;

s es la separación de la armadura de cortante medida a lo largo del eje longitudinal del elemento;

b_w es la anchura del alma del elemento;

α es el ángulo entre la armadura de cortante y el eje longitudinal [véase el punto (1) del apartado 9.2.2].

NOTA El valor de $\rho_{w,min.}$ para vigas para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado se indica en la ecuación (9.5N).

$$\rho_{w,min.} = (0,08 \sqrt{f_{ck}}) / f_{yk} \quad (9.5N)$$

(6) La separación máxima longitudinal entre armaduras de cortante no debería superar $s_{l,máx.}$

NOTA El valor de $s_{l,m\acute{a}x.}$ para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado se indica en la ecuación (9.6N).

$$s_{l,m\acute{a}x.} = 0,75 d(1 + \cot \alpha) \quad (9.6N)$$

donde α es la inclinación de la armadura de cortante respecto al eje longitudinal de la viga.

(7) La separación longitudinal máxima de barras levantadas no debería superar $s_{b,m\acute{a}x.}$

NOTA El valor de $s_{b,m\acute{a}x.}$ para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado se indica en la ecuación (9.7N).

$$s_{b,m\acute{a}x.} = 0,6 d(1 + \cot \alpha) \quad (9.7N)$$

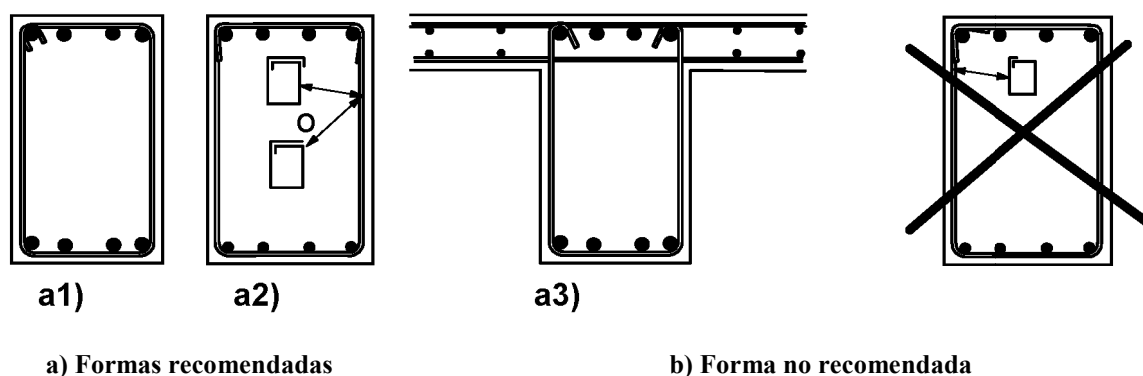
(8) La separación transversal de las ramas en una serie de cercos de cortante no debería superar $s_{t,m\acute{a}x.}$:

NOTA El valor de $s_{t,m\acute{a}x.}$ para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado se indica en la ecuación (9.8N).

$$s_{t,m\acute{a}x.} = 0,75 d \leq 600 \text{ mm} \quad (9.8N)$$

9.2.3 Armadura de torsión

(1) Los cercos de torsión se deberían cerrar y anclar mediante solapes o extremos en ganchos, véase la figura 9.6, y deberían formar un ángulo de 90° respecto al eje del elemento estructural.



NOTA La segunda alternativa para a2) (croquis inferior) debería tener una longitud de solape completa a lo largo de la parte superior.

Figura 9.6 – Ejemplos de formas para cercos de torsión

(2) Las disposiciones de los puntos (5) y (6) del apartado 9.2.2 son generalmente suficientes para disponer los cercos de torsión mínimos necesarios.

(3) La separación longitudinal de los cercos de torsión no debería superar $u/8$ (para los símbolos, véase la figura 6.11 del apartado 6.3.2), o lo indicado en el requisito del punto (6) del apartado 9.2.2, o la menor dimensión de la sección transversal de la viga.

(4) Las barras longitudinales se deberían disponer de tal forma que al menos haya una barra en cada esquina, distribuyendo el resto de modo uniforme alrededor del contorno interior de los cercos, con una separación no mayor que 350 mm.

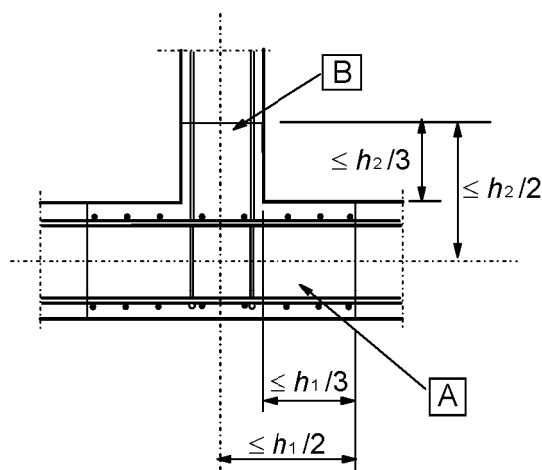
9.2.4 Armadura de piel

(1) Puede ser necesario disponer armadura de piel tanto para controlar la fisuración como para asegurar una resistencia adecuada al desconchado del recubrimiento.

NOTA En el anexo informativo J se indican reglas de detalle de armado para armaduras de piel.

9.2.5 Apoyos indirectos

- (1) Cuando una viga se apoya en una viga en lugar de en un muro o pilar, se debería disponer una armadura proyectada para soportar la reacción mutua. Esta armadura es adicional a otras que puedan ser necesarias por otros motivos. Esta regla también se aplica a una losa no apoyada en la parte de superior de una viga.
- (2) La armadura de soporte entre dos vigas debería consistir en cercos que envuelvan la armadura principal del elemento de apoyo. Se pueden distribuir algunos de estos cercos fuera del volumen del hormigón común a las dos vigas (véase la figura 9.7).



A viga de soporte con canto h_1

B viga apoyada con canto h_2 ($h_1 \geq h_2$)

Figura 9.7 – Disposición de la armadura de soporte en la zona de intersección de dos vigas (vista en planta)

9.3 Losas macizas

- (1) Esta sección se aplica a losas macizas de una sola dirección o de dos direcciones para la que b y l_{eff} no son menores que $5h$ (véase 5.3.1).

9.3.1 Armadura de flexión

9.3.1.1 Generalidades

- (1) Se aplican los puntos (1) y (3) del apartado 9.2.1.1 para los porcentajes de acero mínimos y máximos en la dirección principal.

NOTA Además de la Nota 2 del punto (1) del apartado 9.2.1.1, para losas con poco riesgo de rotura frágil, se puede tomar $A_{s,\text{min}}$ como 1,2 veces el área necesaria en la comprobación de ELU.

- (2) Se debería disponer una armadura transversal secundaria inferior no menor que el 20% de la armadura principal en losas de un solo sentido. En zonas cerca de apoyos, no es necesario disponer armadura transversal en la cara superior si no existe momento flector transversal.

- (3) La separación entre barras no debería superar $s_{\text{máx,slabs}}$

NOTA El valor de $s_{\max, \text{slabs}}$ para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado es:

- para la armadura principal, $3h \leq 400$ mm, donde h es el canto total de la losa;
- para la armadura secundaria, $3,5h \leq 450$ mm.

En regiones con cargas concentradas o regiones de momento máximo estas disposiciones pasan a ser, respectivamente:

- para la armadura principal, $2h \leq 250$ mm;
- para la armadura secundaria, $3h \leq 400$ mm.

(4) Las reglas indicadas en los puntos (1) a (3) del apartado 9.2.1.3, (1) a (3) del apartado 9.2.1.4 y (1) a (2) del apartado 9.2.1.5 también se aplican pero con $a_1 = d$.

9.3.1.2 Armadura en losas cerca de apoyos

(1) En losas simplemente apoyadas, la mitad de la armadura calculada en centro de vano se debería prolongar hasta el apoyo y anclarse conforme al apartado 8.4.4.

NOTA Se puede realizar un decalaje y anclaje de la armadura conforme a los apartados 9.2.1.3, 9.2.1.4 y 9.2.1.5.

(2) Cuando puedan existir empotramientos parciales a lo largo del borde de una losa, pero no se haya tenido en cuenta en el cálculo, la armadura superior debería ser capaz de resistir al menos el 25% del momento máximo del vano adyacente. Se debería prolongar esta armadura hasta al menos 0,2 veces la longitud del tramo adyacente, medida desde la cara del apoyo. Ésta debería ser continua sobre los apoyos intermedios y anclarse en los apoyos extremos. En los apoyos extremos el momento a resistir se puede reducir a un 15% del momento máximo del vano adyacente.

9.3.1.3 Armadura de esquina

(1) Si las disposiciones de detalle de armado en un apoyo son tales que el levantamiento de la losa en una esquina queda coaccionado, se debería disponer una armadura adecuada.

9.3.1.4 Armadura en los bordes libres

(1) A lo largo de un borde libre (no apoyado), una losa debería contener normalmente armaduras longitudinales y transversales, generalmente dispuestas como se indica en la figura 9.8.

(2) La armadura normal dispuesta en una losa puede actuar como armadura del borde.

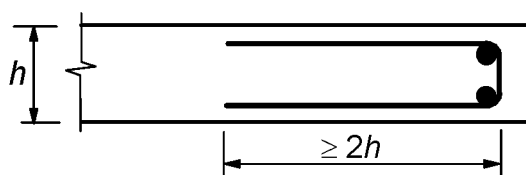


Figura 9.8 – Armadura de borde en una losa

9.3.2 Armadura de cortante

(1) Una losa en la que se dispone armadura de cortante debería tener un canto no menor que 200 mm.

(2) En el detalle de la armadura de cortante, se aplican el valor mínimo y la definición de la cuantía de armadura indicados en el apartado 9.2.2, a menos que se modifique por lo siguiente:

(3) En losas con $|V_{Ed}| \leq 1/3 V_{Rd, \max}$. (véase 6.2), la armadura de cortante puede consistir en su totalidad en barras levantadas o bien en disposiciones de armadura de cortante.

(4) La separación longitudinal máxima de series sucesivas de cercos viene dada por:

$$s_{\text{máx.}} = 0,75d(1 + \cot \alpha) \quad (9.9)$$

donde α es la inclinación de la armadura de cortante.

La separación longitudinal máxima de barras levantadas viene dada por:

$$s_{\text{máx.}} = d \quad (9.10)$$

(5) La separación transversal máxima de la armadura de cortante no debería superar $1,5d$.

9.4 Losas planas

9.4.1 Losa en pilares interiores

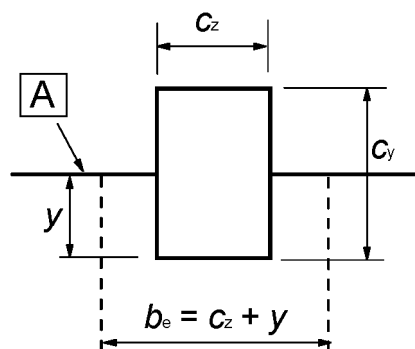
(1) La disposición de la armadura en una construcción de losa plana debería reflejar el comportamiento bajo condiciones de trabajo. En general esto dará como resultado una concentración de la armadura sobre los pilares.

(2) En pilares interiores, a menos que se realicen rigurosos cálculos en servicio, se debería disponer una armadura superior de área $0,5 A_t$ en una anchura igual a la suma de $0,125$ veces la anchura del panel en ambos lados del soporte. A_t representa el área de la armadura necesaria para resistir el momento negativo completo a partir de la suma de las dos mitades de los paneles contiguos a cada lado del pilar.

(3) Se debería disponer una armadura inferior (≥ 2 barras) en cada dirección ortogonal en pilares interiores, y esta armadura debería pasar a través del pilar.

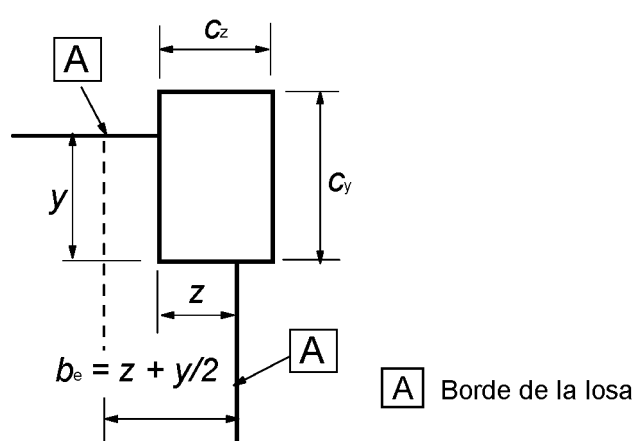
9.4.2 Losa en pilares de borde y de esquina

(1) La armadura perpendicular a un borde libre necesaria para transmitir los momentos flectores de una losa a pilares de borde o de esquina se debería colocar dentro de la anchura eficaz, b_e , indicada en la figura 9.9.



NOTA y puede ser $> c_y$.

a) Pilar de borde



NOTA z puede ser $> c_z$, e y puede ser $> c_y$.

b) Pilar de esquina

NOTA y es la distancia desde el borde de la losa a la cara interna del pilar.

Figura 9.9 – Anchura eficaz, b_e de una losa plana

9.4.3 Armadura de punzonamiento

(1) Donde se requiera armadura de punzonamiento (véase 6.4), ésta se debería colocar entre las áreas o pilares cargados y kd dentro del perímetro crítico en el que deja de ser necesaria la armadura de cortante. Se deberían disponer al menos dos perímetros de estribos u horquillas verticales (véase la figura 9.10). La separación entre perímetros de estribos u horquillas no debería superar $0,75d$.

La separación de los estribos u horquillas alrededor del perímetro no debería superar $1,5d$ dentro del primer perímetro crítico ($2d$ a partir del área cargada) y no debería superar $2d$ para perímetros exteriores al primer perímetro crítico donde esa parte del perímetro se supone que contribuye a la capacidad de resistencia al cortante (véase la figura 6.22).

Para barras dobladas hacia abajo como se indica en la figura 9.10 b), se puede considerar suficiente con un perímetro de estribos u horquillas verticales.

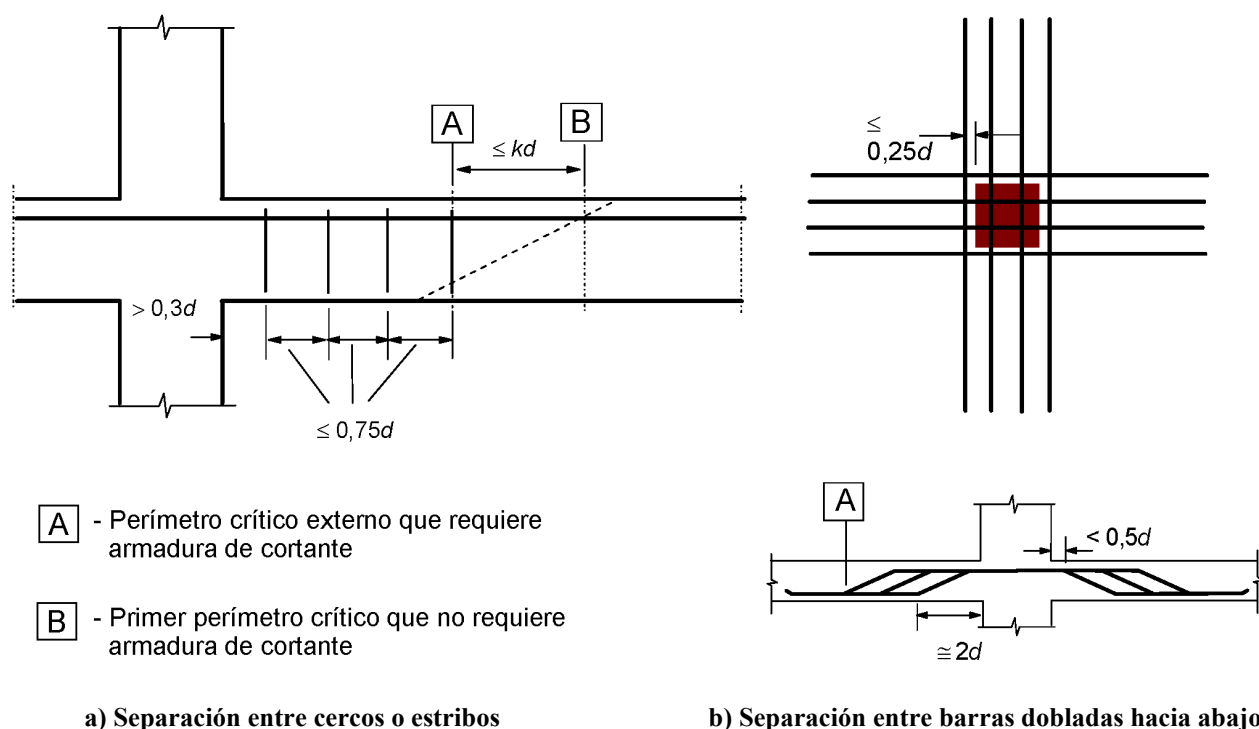


Figura 9.10 – Armadura de punzonamiento

NOTA Véase el punto (4) del apartado 6.4.5 para el valor de k .

(2) Donde se necesite armadura de punzonamiento el área de la rama vertical de los estribos u horquillas (o equivalente), $A_{sw,min}$, viene dada por la ecuación (9.11).

$$A_{sw,min} \cdot (1,5 \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) / (s_r \cdot s_t) \geq 0,08 \cdot \sqrt{(f_{ck}) / f_{yk}} \quad (9.11)$$

donde

α es el ángulo entre la armadura de punzonamiento y la armadura principal (por ejemplo para cercos verticales $\alpha = 90^\circ$ y $\sin \alpha = 1$):

s_r es la distancia entre los cercos de punzonamiento en la dirección radial:

s_t es la distancia entre los cercos de punzonamiento en la dirección tangencial;

f_{ck} se expresa en MPa.

Sólo se puede incluir en el cálculo de punzonamiento la componente vertical de las armaduras activas que pasen a una distancia menor que $0,5d$ del pilar.

(3) Las barras levantadas que atraviesan el área cargada, o pasan a una distancia menor que $0,25d$ de la misma, se pueden utilizar como armadura de punzonamiento, véase la figura 9.10 b) anterior.

(4) La distancia entre la cara de un apoyo o la circunferencia de un área cargada, y la armadura de cortante más cercana tomada en cuenta en el cálculo, no debería superar $d/2$. Se debería tomar esta distancia en el nivel de la armadura de tracción. Si sólo se dispone una única línea de barras dobladas hacia arriba, su pendiente se puede reducir a 30° .

9.5 Pilares

9.5.1 Generalidades

(1) Este apartado hace referencia a los pilares cuya dimensión más grande, h , no es mayor que 4 veces la dimensión más pequeña, b .

9.5.2 Armadura longitudinal

(1) Las barras longitudinales deberían tener un diámetro no menor que ϕ_{\min} .

NOTA El valor de ϕ_{\min} para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado es 8 mm.

(2) La cantidad total de la armadura longitudinal no debería ser menor que $A_{s,\min}$.

NOTA El valor de $A_{s,\min}$ para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado viene dado por la ecuación (9.12N).

$$A_{s,\min} = \frac{0,10 N_{Ed}}{f_{yd}} \quad \text{o} \quad 0,002 A_c, \quad \text{donde } A_{s,\min} \text{ es el mayor de los valores anteriores} \quad (9.12N)$$

donde

f_{yd} es el límite elástico de cálculo de la armadura;

N_{Ed} axil de compresión de cálculo.

(3) El área de la armadura longitudinal no debería superar $A_{s,\max}$.

NOTA El valor de $A_{s,\max}$ para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado es $0,04 A_c$ fuera de las zonas de solapes, a menos que se demuestre que la integridad del hormigón no se ve afectada y que se alcanza la resistencia completa en ELU. Se debería aumentar este límite a $0,08 A_c$ en solapes.

(4) En el caso de pilares que tienen una sección transversal poligonal, se debería colocar al menos una barra en cada esquina. El número de barras longitudinales en un pilar circular no debería ser menor que cuatro.

9.5.3 Armadura transversal

(1) El diámetro de la armadura transversal (cerco, ganchos en U o armadura helicoidal) no debería ser menor que 6 mm ni de un cuarto del diámetro máximo de las barras longitudinales. El diámetro de los alambres de la malla metálica soldada para la armadura transversal no debería ser menor que 5 mm.

(2) La armadura transversal se debería anclar de forma adecuada.

(3) La separación de la armadura transversal a lo largo del pilar no debería superar $s_{cl,tm\acute{a}x}$.

NOTA El valor de $s_{el,tm\acute{a}x}$ para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado es la menor de las tres distancias siguientes:

- 20 veces el diámetro mínimo de las barras longitudinales;
- la menor dimensión del pilar;
- 400 mm.

(4) La separación máxima requerida en el punto (3) se debería reducir mediante un coeficiente de 0,6:

(i) en secciones dentro de una distancia igual a la dimensión mayor que la sección transversal del pilar por encima o por debajo de una viga o losa;

(ii) en las proximidades de zonas de solape, si el diámetro máximo de las barras longitudinales es mayor que 14 mm. Se requiere un mínimo de tres barras colocadas uniformemente en la longitud de solape.

(5) Donde cambie la dirección de las barras longitudinales, (por ejemplo en cambios en el tamaño del pilar) se debería calcular la separación de la armadura transversal, teniendo en cuenta las fuerzas laterales implicadas. Estos efectos se pueden ignorar si el cambio de dirección es menor que o igual a 1 en 12.

(6) Se debería sujetar mediante armadura cada barra longitudinal o grupo de barras colocadas en una esquina. Ninguna barra dentro de la zona de compresión debería estar a más de que 150 mm de una barra sujeta.

9.6 Muros

9.6.1 Generalidades

(1) Este apartado hace referencia a los muros de hormigón armado con una relación entre espesor y longitud mayor o igual que 4 y en los cuales se ha tenido en cuenta la armadura en el cálculo de la resistencia. Se pueden obtener la cantidad y los detalles constructivos apropiados de la armadura a partir de un modelo de bielas y tirantes (véase 6.5). Para muros sujetos predominantemente a flexión fuera del plano se aplican las reglas para losas (véase 9.3).

9.6.2 Armadura vertical

(1) El área de la armadura vertical debería estar comprendida entre $A_{s,vmin}$ y $A_{s,vmax}$.

NOTA 1 El valor de $A_{s,vmin}$ para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado es $0,002 A_c$.

NOTA 2 El valor de $A_{s,vmax}$ para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado es $0,04 A_c$ fuera de las zonas de solape, a menos que pueda demostrarse que la integridad del hormigón no se ve afectada y que se alcanza la resistencia completa en ELU. Este límite se puede duplicar en zonas de solape.

(2) Cuando el área mínima de la armadura $A_{s,vmin}$ sea mayor que la necesaria por cálculo, se debería disponer en cada cara la mitad de este área.

(3) La distancia entre dos barras verticales contiguas no debe ser mayor que el menor valor entre 3 veces el espesor del muro, o 400 mm.

9.6.3 Armadura horizontal

(1) Se debería disponer en cada superficie armadura horizontal que discurre paralela a las caras del muro (y a los bordes libres). No debería ser menor que $A_{s,hmin}$.

NOTA El valor de $A_{s,hmin}$ para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado es el mayor entre el 25% de la armadura vertical y $0,001 A_c$.

(2) La separación entre dos barras horizontales contiguas no debería superar 400 mm.

9.6.4 Armadura transversal

- (1) En cualquier parte de un muro donde el área total de la armadura vertical en las dos caras sea mayor que $0,02 A_c$, se debería disponer la armadura transversal en forma de cercos conforme a los requisitos para pilares (véase 9.5.3). No es necesario tomar la dimensión mayor a la que se hace referencia en el punto (4) del apartado 9.5.3 mayor que 4 veces el espesor de la pared.
- (2) Donde la armadura principal se coloque más cerca de las caras del muro, se debería disponer armadura transversal en forma de cercos con al menos 4 por m^2 de área de muro.

NOTA No es necesario disponer armadura transversal donde se usen mallas electrosoldadas con alambres y barras de diámetro $\phi \leq 16$ mm con un recubrimiento de hormigón mayor que 2ϕ .

9.7 Vigas de gran canto

- (1) En las vigas de gran canto (véase el punto (3) del apartado 5.3.1 para la definición) se debería disponer una malla ortogonal de armadura de alambres cerca de cada cara, con un mínimo de $A_{s,dbmin}$

NOTA El valor de $A_{s,dbmin}$ para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado es 0,1%, pero no menor que $150 \text{ mm}^2/\text{m}$ en cada cara y en cada dirección.

- (2) La distancia entre dos barras contiguas de la malla no debería superar al menor valor entre dos veces el espesor de la viga de canto y 300 mm.
- (3) La armadura correspondiente a los tirantes considerados en el modelo de cálculo se debería anclar en su totalidad en el nudo para el equilibrio, véase el apartado 6.5.4 mediante el doblado de barras, el uso de estribos en U o mediante dispositivos de anclaje, a no ser que se disponga de una longitud suficiente entre el nudo y el extremo de la viga que permita una longitud de anclaje de l_{bd} .

9.8 Cimentaciones

9.8.1 Encepados

- (1) La distancia del borde exterior del pilote al borde exterior del encepado debería ser tal que se puedan anclar suficientemente las fuerzas de los tirantes del encepado. Se debería tener en cuenta la desviación prevista del pilote en la obra.
- (2) Se debería calcular la armadura del encepado usando, según sea apropiado, bien un modelo de bielas y tirantes o bien un método de flexión.
- (3) La armadura de tracción principal para resistir los efectos de las acciones se debería concentrar en las zonas de tensión entre las cabezas de los pilotes. Se debería disponer un diámetro mínimo de barra ϕ_{min} . Si el área de esta armadura es al menos igual a la armadura mínima, se pueden omitir las barras uniformemente distribuidas a lo largo de la superficie inferior. También se pueden quedar sin armar los lados y la superficie superior del elemento, si no hay riesgo de que se produzcan tracciones en estas partes del elemento.

NOTA El valor de ϕ_{min} para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado es 8 mm.

- (4) Se pueden usar barras transversales soldadas para el anclaje de la armadura de tracción. En este caso la barra transversal se puede considerar parte de la armadura transversal en la zona de anclaje de la barra en cuestión.
- (5) Se puede considerar que la compresión causada por la reacción de apoyo del pilote se expande con un ángulo de 45° desde el borde del pilote (véase la figura 9.11). Se puede tener en cuenta esta compresión al calcular la longitud de anclaje.

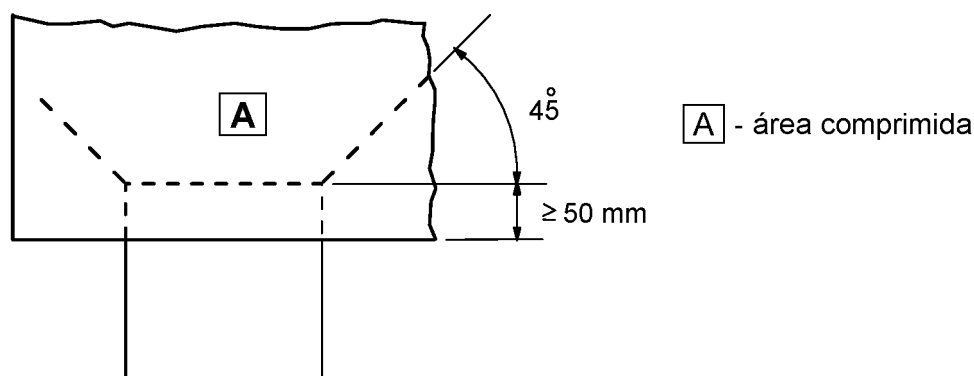


Figura 9.11 – Área comprimida que aumenta la capacidad de anclaje

9.8.2 Zapatas para pilares y muros

9.8.2.1 Generalidades

(1) La armadura principal se debería anclar conforme a los requisitos de los apartados 8.4 y 8.5. Se debería disponer un diámetro mínimo de barra ϕ_{\min} . En el caso de zapatas se puede usar el modelo de cálculo indicado en el apartado 9.8.2.2.

NOTA El valor de ϕ_{\min} para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado es 8 mm.

(2) La armadura principal de zapatas circulares puede ser ortogonal y estar concentrada en el centro de la zapata para una anchura de $50\% \pm 10\%$ del diámetro de la zapata, véase la figura 9.12. En este caso las partes del elemento de hormigón sin armar del elemento se deberían considerar como hormigón en masa en el cálculo.

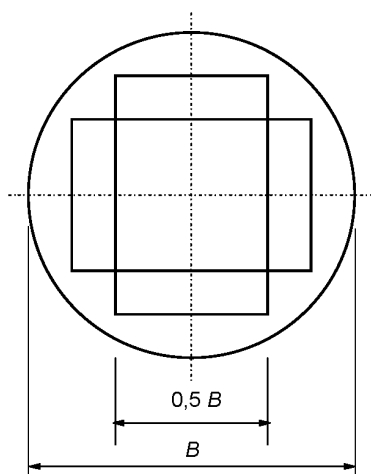


Figura 9.12 – Armadura ortogonal en una zapata circular sobre suelo

(3) Si los efectos de las acciones producen tracciones en la superficie superior de la zapata, se deberían comprobar las tensiones de tracción resultantes y, si es necesario, disponer armadura.

9.8.2.2 Anclaje de barras

(1) La fuerza de tracción en la armadura viene determinada por las condiciones de equilibrio, teniendo en cuenta el efecto de las fisuras inclinadas, véase la figura 9.13. Se debería anclar en el hormigón la fuerza de tracción F_s en la fibra x dentro de la misma distancia x del borde de la zapata.

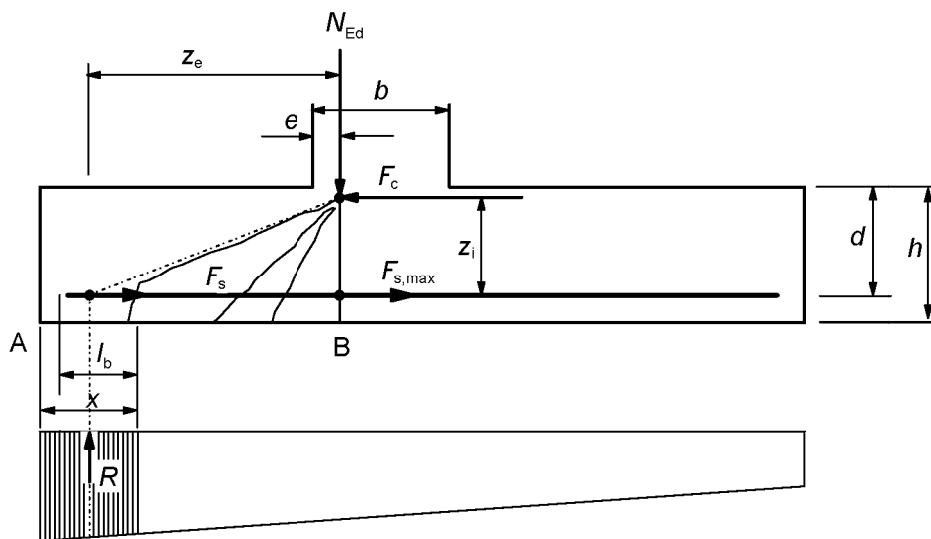


Figura 9.13 – Modelo para la fuerza de tracción en relación con las fisuras inclinadas

(2) La fuerza de tracción a anclar viene dada por:

$$F_s = R \cdot z_e / z_i \quad (9.13)$$

donde

R es la resultante de la presión sobre el terreno dentro de la distancia x ;

z_e es el brazo mecánico externo, es decir, la distancia entre R y la fuerza vertical N_{Ed} ;

N_{Ed} es la fuerza vertical que corresponde a la presión total sobre el terreno entre las secciones A y B;

z_i es el brazo mecánico interno, es decir, la distancia entre la armadura y la fuerza horizontal F_c ;

F_c es la fuerza de compresión que corresponde a la fuerza máxima de tracción $F_{s,max}$.

(3) Se pueden determinar los brazos mecánicos z_e y z_i en relación con las zonas de compresión necesarias para N_{Ed} y F_c , respectivamente. Como simplificación, se puede determinar z_e suponiendo $e = 0,15b$, véase la figura 9.13, y se puede tomar z_i como $0,9d$.

(4) La longitud de anclaje disponible para barras rectas viene indicada como l_b en la figura 9.13. Si esta longitud no es suficiente para anclar F_s , las barras se pueden o bien levantar para aumentar la longitud disponible o bien se pueden disponer dispositivos de anclaje en sus extremos.

(5) Para barras rectas sin anclaje en los extremos el valor mínimo de x es el más crítico. Como simplificación se puede suponer $x_{min.} = h/2$. Para otros tipos de anclaje, pueden ser más críticos valores mayores de x .

9.8.3 Vigas de atado

(1) Las vigas de atado se puede usar para eliminar la excentricidad de las cargas en las cimentaciones. Las vigas se deberían diseñar para resistir los momentos flectores resultantes y los esfuerzos cortantes. Se debería disponer un diámetro mínimo de barra $\phi_{min.}$ para la armadura que resiste los momentos flectores.

NOTA El valor de $\phi_{min.}$ para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado es 8 mm.

(2) Las vigas de atado se deberían proyectar también para una carga vertical mínima hacia abajo de q_1 si la acción de la maquinaria de compactación puede causar efectos sobre las vigas de atado.

NOTA El valor de q_1 para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado es 10 kN/m.

9.8.4 Zapatas de pilares sobre roca

(1) Se debería disponer una armadura transversal adecuada para resistir las fuerzas de hendimiento en la zapata, cuando la presión sobre el suelo en los estados límite es mayor que q_2 . Esta armadura puede estar distribuida uniformemente en dirección de la fuerza de hendimiento sobre la altura h (véase la figura 9.14). Se debería disponer un diámetro mínimo de barra ϕ_{\min} .

NOTA Los valores de q_2 y de ϕ_{\min} para su uso en un Estado se pueden encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado de q_2 es 5 MPa y el de ϕ_{\min} es 8 mm.

(2) La fuerza de hendimiento F_s se puede calcular como sigue (véase la figura 9.14):

$$F_s = 0,25 (1 - c/h) N_{Ed} \quad (9.14)$$

donde h es el menor valor entre b y H .

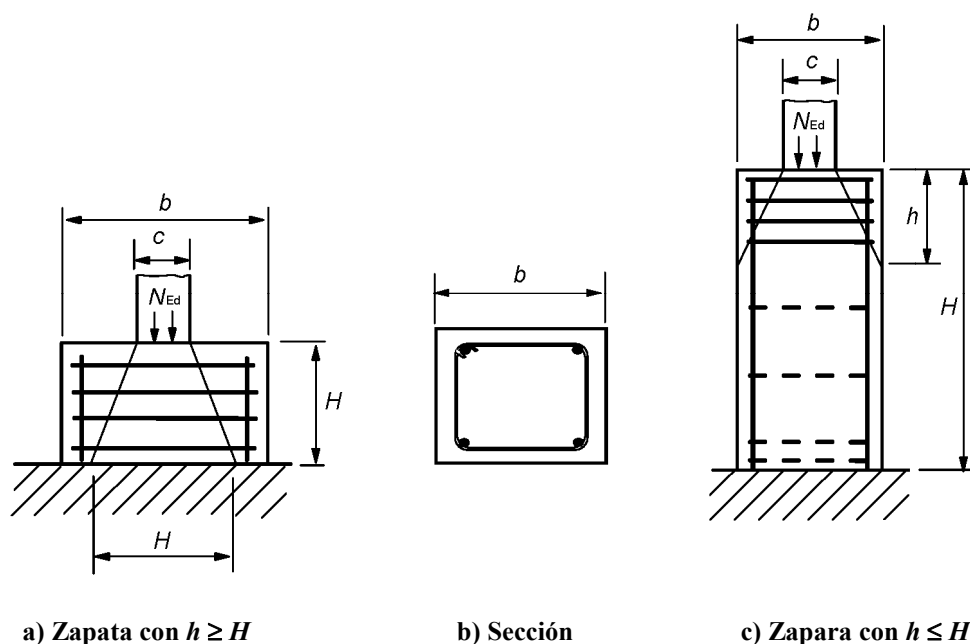


Figura 9.14 – Armadura de hendimiento en zapatas sobre roca

9.8.5 Pilotes perforados

(1) Los apartados siguientes se aplican a pilotes perforados armados. Para pilotes perforados no armados véase el capítulo 12.

(2) Con el fin de permitir el libre flujo del hormigón alrededor de la armadura es prioritario que la armadura, las jaulas de armadura y cualquier inserto anexo se dispongan de manera que no se vea afectado desfavorablemente el flujo del hormigón.

(3) En pilotes perforados se debería disponer una armadura longitudinal mínima de área $A_{s,bpmin}$ en relación con la sección transversal del pilote A_c .

NOTA Los valores de $A_{s,bpmin.}$ y el A_c asociado, para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. Los valores recomendados indican en la tabla 9.6N. Esta armadura se debería distribuir a lo largo del contorno de la sección.

Tabla 9.6N – Área de la armadura longitudinal mínima recomendada en pilotes perforados hormigonados *in situ*

Sección transversal del pilote: A_c	Área de armadura mínima longitudinal $A_{s,bpmin.}$
$A_c \leq 0,5 \text{ m}^2$	$A_s \geq 0,005 \cdot A_c$
$0,5 \text{ m}^2 < A_c \leq 1,0 \text{ m}^2$	$A_s \geq 25 \text{ cm}^2$
$A_c > 1,0 \text{ m}^2$	$A_s \geq 0,0025 \cdot A_c$

El diámetro mínimo para las barras longitudinales no debería ser menor que 16 mm. Los pilotes deberían tener al menos 6 barras longitudinales. La distancia libre entre barras no debería superar 200 mm medida a lo largo del contorno del pilote.

(4) Para el detalle constructivo de las armaduras longitudinales y transversales en pilotes perforados, véase la Norma EN 1536.

9.9 Regiones con discontinuidad en la geometría o en las acciones

(1) Normalmente, las regiones D se deberían calcular mediante modelos de bielas y tirantes conforme al apartado 6.5 y disponer los detalles constructivos conforme a las reglas indicadas en el capítulo 8.

NOTA Se aporta más información en el anexo J.

(2)P La armadura correspondiente a los tirantes debe estar completamente anclada mediante un anclaje de I_{bd} conforme al apartado 8.4.

9.10 Sistemas de atado

9.10.1 Generalidades

(1)P Las estructuras que no estén proyectadas para soportar acciones accidentales deben tener un sistema de atado aceptable, para prevenir el agotamiento progresivo disponiendo trayectorias alternativas a las cargas después de que se produzcan los daños locales. Se considera que se satisface este requisito si se siguen las sencillas reglas siguientes.

(2) Se deberían disponer los siguientes elementos de atado:

- a) elementos de atado perimetrales;
- b) elementos de atado internos;
- c) elementos de atado horizontales de pilares o muros;
- d) donde sea preciso, elementos de atado verticales, particularmente en edificios contruidos con paneles.

(3) Si un edificio se divide en partes estructuralmente independientes mediante juntas de dilatación, cada parte debería contar con un sistema de atado independiente.

(4) En el proyecto del sistema de atado la armadura se puede suponer que actúa con su resistencia característica y es capaz de soportar las fuerzas de tracción definidas en los siguientes apartados.

(5) La armadura dispuesta en pilares, muros, vigas y forjados para otros propósitos puede aportar parte o todo este sistema de atado.

9.10.2 Dimensionamiento de los sistemas de atado

9.10.2.1 Generalidades

(1) Los sistemas de atado se establecen como una condición mínima y no como una armadura adicional a la dimensionada mediante cálculo estructural.

9.10.2.2 Atados perimetrales

(1) En cada forjado, incluido el de cubierta, se debería disponer un sistema de atado periférico continuo eficaz dentro de 1,2 m a partir del borde. El sistema de atado puede incluir armadura usada como parte del atado interno.

(2) El sistema de atado periférico debería ser capaz de resistir una fuerza de tracción.

$$F_{\text{tie,per}} = l_i \cdot q_1 \geq Q_2 \quad (9.15)$$

donde

$F_{\text{tie,per}}$ fuerza del sistema de atado (aquí: tracción);

l_i longitud del vano final.

NOTA Los valores de q_1 y Q_2 para su uso en un Estado se pueden encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado de q_1 es 10 kN/m y el de q_2 es 70 kN.

(3) Las estructuras con bordes internos (por ejemplo atrios, patios, etc.) deberían contar con sistemas de atado perimetrales como los de los bordes externos, los cuales deben estar completamente anclados.

9.10.2.3 Sistemas de atado interiores

(1) Estos sistemas de atado deberían estar en cada forjado, incluido el de cubierta en dos direcciones aproximadamente perpendiculares. Deberían ser continuos de manera eficaz a lo largo de su longitud y deberían estar anclados a los sistemas de atado periféricos en cada extremo a no ser que continúen como sistemas de atado horizontales para pilares o muros.

(2) Los sistemas de atado interiores pueden, en parte o totalmente, extenderse uniformemente en las losas o pueden agruparse en o dentro de vigas, muros u otras posiciones adecuadas. En muros deberían estar dentro una distancia de 0,5 m desde la parte superior o inferior del forjado, véase la figura 9.15.

(3) En cada dirección, los sistemas de atado interiores deberían ser capaces de resistir la fuerza de tracción de cálculo $F_{\text{tie,int}}$ (en kN por metro de anchura):

NOTA Los valores de $F_{\text{tie,int}}$ para su uso en un Estado se pueden encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado es 20 kN/m.

(4) En suelos sin capa de compresión donde los elementos de atado no se puedan distribuir a lo largo de una dirección del vano, los sistemas de atado transversales pueden agruparse a lo largo de las líneas de vigas. En este caso la fuerza mínima en una línea interna de viga es:

$$F_{\text{tie}} = q_3 \cdot (l_1 + l_2) / 2 \geq q_4 \quad (9.16)$$

donde

l_1, l_2 son las luces de los vanos (en m) del forjado a cada lado de la viga (véase la figura 9.15).

NOTA Los valores de q_3 y q_4 para su uso en un Estado se pueden encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado de q_3 es de 20 kN/m y de q_4 es 70 kN.

(5) Los sistemas de atado interiores deberían estar conectados a sistemas de atado periféricos de tal modo que se asegure la transferencia de fuerzas.

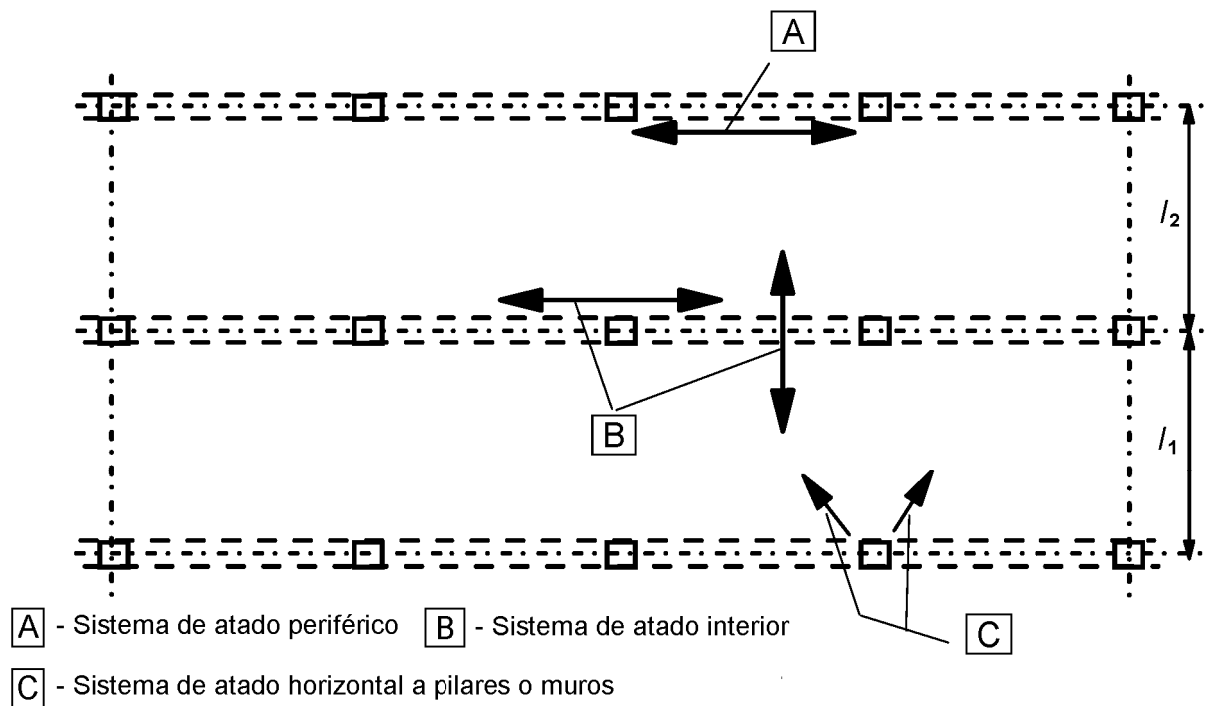


Figura 9.15 – Sistemas de atado para acciones accidentales

9.10.2.4 Sistemas de atado horizontales de pilares y/o muros

- (1) Los pilares de borde y los muros se deberían atar horizontalmente a la estructura en cada forjado, incluido el de cubierta.
- (2) Los sistemas de atado deberían ser capaces de resistir la fuerza de tracción $f_{tie,fac}$ por metro de fachada. Para pilares la fuerza no necesita ser mayor que $F_{tie,col}$.

NOTA Los valores de $f_{tie,fac}$ y $F_{tie,col}$ para su uso en un Estado se pueden encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado de $f_{tie,fac}$ es 20 kN/m y el de $F_{tie,col}$ es 150 kN.

- (3) Los pilares de esquina se deberían atar en dos direcciones. El acero dispuesto para el sistema de atado periférico se puede usar como sistema de atado horizontal en este caso.

9.10.2.5 Sistemas de atado verticales

- (1) En edificios de paneles con 5 plantas o más, se deberían disponer los sistemas de atado verticales en pilares y/o muros para limitar el daño por colapso de un piso en caso de pérdida accidental del pilar o el muro de inferior. Estos sistemas de atado deberían formar parte de un sistema de transferencia para salvar el área dañada.
- (2) Normalmente, se deberían disponer los sistemas de atado verticales continuos desde el forjado más bajo hasta el más alto, capaz de soportar la carga de la situación accidental de cálculo, actuando sobre el piso por encima del pilar o muro perdido accidentalmente. Se pueden usar otras soluciones, por ejemplo basadas en la acción de diafragma de los elementos de muro restantes y/o en la acción de membrana en forjados, si se puede comprobar tanto la condición de equilibrio como una capacidad de deformación suficiente.

(3) Cuando un pilar o muro se apoye en su nivel más bajo mediante un elemento distinto a la cimentación (por ejemplo una viga o una losa plana) se debería considerar en el cálculo la pérdida accidental de este elemento, y se debería disponer una trayectoria alternativa para las cargas.

9.10.3 Continuidad y anclaje de los sistemas de atado

(1)P Los sistemas de atado horizontales en dos direcciones deben ser continuos de forma eficaz y deben estar anclados en el perímetro de la estructura.

(2) Se pueden disponer sistemas de atado completamente dentro de la capa hormigón de compresión vertida *in situ* o en las uniones de elementos prefabricados. Donde los sistemas de atado no sean continuos en un plano, se deberían considerar los efectos de flexión debidos a las excentricidades.

(3) Normalmente, los sistemas de atado no se deberían solapar en juntas estrechas entre unidades prefabricadas. En estos casos se deberían usar anclajes mecánicos.

CAPÍTULO 10 REGLAS ADICIONALES PARA ELEMENTOS Y ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN PREFABRICADO

10.1 Generalidades

(1)P Las reglas de este capítulo se aplican a los edificios contruidos parcial o totalmente con elementos prefabricados de hormigón, y complementan las reglas dadas en otros capítulos. Los aspectos adicionales relativos a los detalles constructivos, la producción, y el montaje se cubren mediante normas específicas de producto.

NOTA Los apartados principales de este capítulo se numeran con un 10 seguido del número correspondiente al capítulo general. Los sub-apartados se numeran consecutivamente en este capítulo sin conexión con los apartados de los capítulos anteriores.

10.1.1 Términos y definiciones específicos utilizados en este capítulo

Elemento prefabricado: elemento manufacturado en una fábrica o lugar distinto del emplazamiento final en la estructura, protegido de condiciones temporales adversas.

Producto prefabricado: elemento prefabricado manufacturado conforme a una norma específica de CEN.

Elemento compuesto: elemento compuesto de hormigón *in situ* y prefabricado, con o sin armadura de conexión.

Forjado de vigueta y bovedilla consiste en nervios (o vigas) prefabricados con un relleno entre ellas, hecho de piezas aligeradas de ladrillo u otras formas de encofrado permanente con o sin capa superior de compresión *in situ*.

Diafragma: elemento del plano que sometido a fuerzas en su propio plano; puede estar compuesto de varias unidades prefabricadas conectadas.

Atado: en el contexto de estructuras prefabricadas, un atado es un elemento de tracción, eficazmente continuo, colocado en un forjado, muro o pilar.

Elemento prefabricado aislado: elemento para el que, en caso de rotura, no sea posible una transferencia de cargas a otros elementos.

Situación transitoria: en la construcción de hormigón prefabricado incluye

- desencofrado;
- transporte al lugar de almacenamiento;
- condiciones de apoyo y carga durante el almacenamiento;
- transporte a obra;
- montaje (izado);
- construcción (ensamblado).

10.2 Bases de proyecto, requisitos fundamentales

(1)P En el dimensionamiento y definición de los detalles constructivos de elementos y estructuras de hormigón prefabricado, se debe considerar específicamente lo siguiente:

- situaciones transitorias (véase 10.1.1);
- apoyos; temporales y permanentes;
- conectadores y juntas entre elementos.

(2) Cuando sea pertinente, se deberían tener en cuenta los efectos dinámicos durante situaciones transitorias. En ausencia de un cálculo más preciso, los efectos estáticos se pueden multiplicar por un coeficiente adecuado (véanse las normas de producto para tipos específicos de productos prefabricados).

(3) Cuando sea necesario, se deberían detallar los dispositivos mecánicos con el fin de permitir facilidad en el ensamblaje, la inspección y la sustitución.

10.3 Materiales

10.3.1 Hormigón

10.3.1.1 Resistencia

(1) En el caso de productos prefabricados de producción continua, sujetos a un sistema de control de calidad apropiado conforme a las normas de producto, y con la resistencia de tracción de hormigón ensayada, se puede usar un análisis estadístico de los resultados de los ensayos como base para una evaluación de la resistencia de tracción que se utiliza para comprobaciones de estados límite de servicio, como alternativa a la tabla 3.1.

(2) Se pueden usar unas clases resistentes intermedias entre las indicadas en la tabla 3.1

(3) En el caso de curado térmico de elementos prefabricados de hormigón, se puede estimar la resistencia a compresión del hormigón a una edad t antes de 28 días, $f_{cm}(t)$, a partir de la ecuación (3.1) en la que la edad del hormigón, t , se sustituye por la edad del hormigón ajustada en función de la temperatura, obtenida mediante la ecuación (B.10) del anexo B.

NOTA El coeficiente $\beta_{cc}(t)$ se debería limitar a 1.

Para el efecto de curado térmico se puede usar la ecuación (10.1)

$$f_{cm}(t) = f_{cmp} + \frac{f_{cm} - f_{cmp}}{\log(28 - t_p + 1)} \log(t - t_p + 1) \quad (10.1)$$

Donde f_{cmp} es la resistencia media a compresión tras aplicar el curado térmico (es decir, en la transferencia del pretensado), medida mediante ensayos de probetas a la edad t_p ($t_p < t$) que sufrieron el mismo tratamiento térmico que los elementos prefabricados.

10.3.1.2 Fluencia y retracción

(1) En el caso de curado térmico de los elementos prefabricados de hormigón, se permite estimar los valores de las deformaciones de fluencia en función de la madurez, mediante la ecuación (B.10) del anexo B.

(2) Con el fin de calcular las deformaciones de fluencia, se debería reemplazar la edad del hormigón al ser cargado t_0 (en días) en la ecuación (B.5) por la edad equivalente del hormigón obtenida por las ecuaciones (B.9) y (B.10) del anexo B.

(3) En elementos prefabricados sometidos a curado térmico se puede suponer que:

- a) la deformación unitaria de retracción no es significativa durante el curado térmico, y
- b) la deformación unitaria autógena por retracción es insignificante

10.3.2 Acero de la armadura activa

10.3.2.1 Propiedades tecnológicas del acero de la armadura activa

(1)P Para elementos pretesos se debe considerar el efecto de las pérdidas por relajación al aumentar la temperatura durante el curado del hormigón.

NOTA La relajación se acelera durante la aplicación de un curado térmico cuando se introduce una deformación unitaria térmica al mismo tiempo. Finalmente, la tasa de relajación se reduce al final del tratamiento.

(2) Se debería añadir una edad equivalente, t_{ed} , a la edad después del tesado, t , en las funciones de relajación con el tiempo indicadas en el punto (7) del apartado 3.3.2 para atender a los efectos del tratamiento térmico en la pérdida de pretensado debida a la relajación de la armadura activa. La edad equivalente se puede estimar a partir de la ecuación (10.2):

$$t_{\text{eq}} = \frac{1,14^{T_{\text{máx.}}-20}}{T_{\text{máx.}}-20} \sum_{i=1}^n (T_{(\Delta t_i)} - 20) \Delta t_i \quad (10.2)$$

donde

t_{eq} es la edad equivalente (en horas);

$T_{(\Delta t_i)}$ es la temperatura (en °C) durante el intervalo de tiempo Δt_i

$T_{\text{máx.}}$ es la temperatura máxima (en °C) durante el tratamiento térmico

10.5 Cálculo estructural

10.5.1 Generalidades

(1)P El cálculo debe tener en cuenta:

- el comportamiento de las unidades estructurales en todas las fases de la construcción, empleando la geometría y las propiedades apropiadas para cada fase, y su interacción con otros elementos (por ejemplo, la acción conjunta del hormigón *in situ* u otras unidades prefabricadas);
- el comportamiento del sistema estructural influido por el comportamiento de las conexiones entre elementos, en particular considerando las deformaciones reales y la resistencia de las conexiones;
- las incertidumbres que afecten a las coacciones y la transmisión de fuerzas entre elementos producida por las desviaciones en la geometría y en la colocación de las unidades y los apoyos.

(2) Los efectos favorables de la coacción horizontal producida por el rozamiento debido al peso de cualquier elemento apoyado se pueden usar sólo en zonas que carezcan de riesgo sísmico (utilizando $\gamma_{\text{G,inf}}$) y donde además:

- no se confía sólo en el rozamiento para la estabilidad global de la estructura;
- la disposición de apoyos evita la posibilidad de acumulación de desplazamientos irreversibles de los elementos, tales como los causados por un comportamiento desigual bajo acciones alternas (por ejemplo, efectos térmicos cíclicos en los bordes de contacto de elementos simplemente apoyados;
- se elimina la posibilidad de una carga de impacto significativa.

(3) Se deberían considerar en el cálculo los efectos de los desplazamientos horizontales desde el punto de vista de la resistencia de la estructura y a la integridad de las conexiones.

10.5.2 Pérdidas del pretensado

(1) En el caso del curado térmico de elementos prefabricados de hormigón, la disminución de la tensión en la armadura activa y la dilatación coaccionada del hormigón debida a la temperatura, induce a una pérdida térmica específica ΔP_{θ} . Esta pérdida se puede estimar mediante la ecuación (10.3):

$$\Delta P_0 = 0,5 A_p E_p \alpha_c (T_{\text{máx.}} - T_0) \quad (10.3)$$

donde

A_p es la sección transversal de la armadura activa;

E_p es el módulo de elasticidad de la armadura activa;

α_c es el coeficiente lineal de la expansión térmica para hormigón [véase el punto (5) del apartado 3.1.3];

$T_{\text{máx.}} - T_0$ es la diferencia entre la temperatura máxima y la inicial en el hormigón, cerca de los tendones, en °C.

NOTA Se puede ignorar cualquier pérdida de pretensado, ΔP_0 producida por la dilatación debida al curado térmico si se aplica un precalentamiento de las armaduras activas.

10.9 Reglas particulares para cálculo y detalles constructivos

10.9.1 Coacción de los momentos en losas

(1) Los momentos producidos por las coacciones pueden ser resistidos mediante una armadura superior dispuesta en la capa de compresión, o en rellenos de alveolos abiertos de losas alveolares. En el primer caso, se debería comprobar el rasante horizontal en la junta conforme al apartado 6.2.5. En el segundo caso, se debería comprobar la transferencia de fuerza entre el relleno hormigonado *in situ* y la losa alveolar, conforme al apartado 6.2.5. La longitud de la armadura superior debería ser conforme al apartado 9.2.1.3.

(2) Los efectos no deseados de las coacciones en los apoyos de losas simplemente apoyadas se deberían tener en cuenta mediante una armadura y/o detalles constructivos especiales.

10.9.2 Uniones entre forjados y muros

(1) En elementos de muro instalados sobre forjados la armadura se debería disponer, normalmente, para prevenir posibles excentricidades y concentraciones de la carga vertical en los extremos del muro. En el caso de elementos del forjado véase el punto (2) del apartado 10.9.1.

(2) No se requiere una armadura específica si se asegura que la carga vertical por unidad de longitud es $\leq 0,5h f_{cd}$, donde h es el espesor del muro, véase la figura 10.1. Se puede aumentar la carga a $0,6f_{cd}$ con una armadura conforme a la figura 10.1, con un diámetro $\phi \geq 6$ mm y una separación s no superior a la menor entre h y 200 mm. En el caso de cargas mayores, la armadura se debería proyectar conforme al punto (1). Se debería realizar una comprobación independiente para el muro inferior.

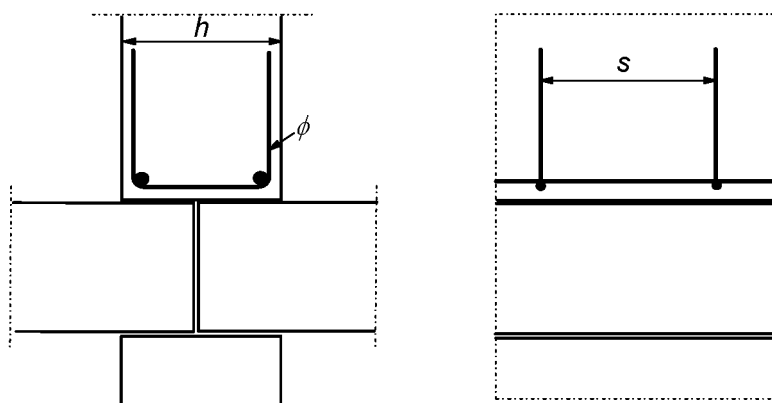


Figura 10.1 – Ejemplo de armadura en un muro sobre la conexión entre dos losas del forjado

10.9.3 Sistemas de forjados

(1)P Los detalles constructivos de los sistemas de forjados deben ser coherentes con las hipótesis de cálculo y proyecto. Se deben considerar las normas de producto apropiadas.

(2)P Si se ha supuesto una transferencia transversal de cargas entre unidades contiguas, se debe disponer una conexión de esfuerzos cortantes apropiada.

(3)P Se deben considerar los efectos de posibles coacciones de unidades prefabricadas, incluso si se han supuesto en el cálculo apoyos simples.

(4) La transferencia de cortante en las conexiones se puede alcanzar de diferentes maneras. En la figura 10.2 se muestran tres tipos principales de conexiones.

(5) La distribución transversal de cargas se debería basar en cálculos o ensayos, teniendo en cuenta las posibles variaciones de carga entre elementos prefabricados. Se debería tener en cuenta en el cálculo de las conexiones el esfuerzo cortante resultante entre piezas y partes contiguas de elementos (por nervios o almas exteriores).

En el caso de suelos con carga uniformemente distribuida y en ausencia de cálculos más precisos, se puede tomar este esfuerzo cortante por unidad de longitud como:

$$v_{Ed} = q_{Ed} \cdot b_e / 3 \quad (10.4)$$

donde

q_{Ed} es el valor de cálculo de una carga variable (kN/m^2);

b_e es la anchura del elemento.

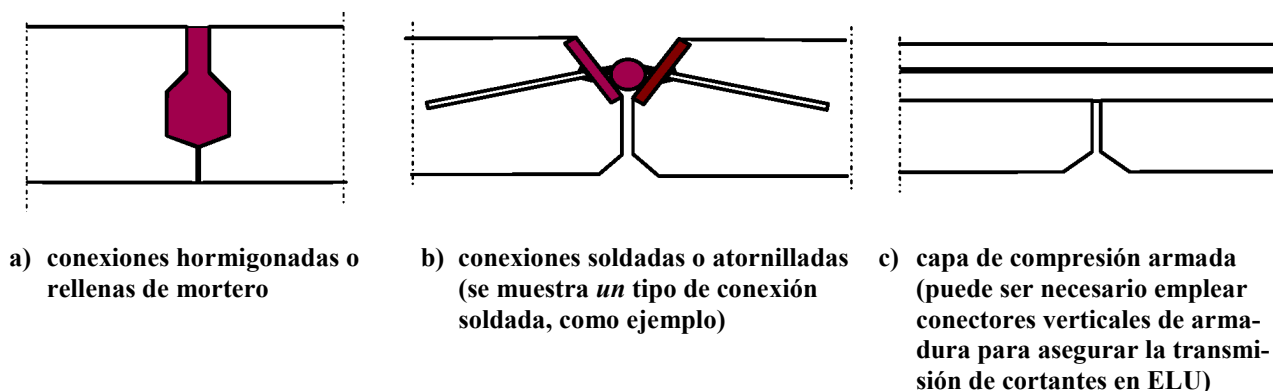


Figura 10.2 – Ejemplos de conexiones para transferencia de cortante

(6) Donde se suponga que los forjados prefabricados actúan como diafragmas para transmitir cargas horizontales a elementos de arriostramiento, se debería considerar lo siguiente:

- el diafragma debería formar parte de un modelo estructural realista, teniendo en cuenta la compatibilidad de deformaciones con las unidades de arriostramiento;
- se deberían tener en cuenta los efectos de las deformaciones horizontales para todas las partes de la estructura relacionadas con la transferencia de cargas horizontales;
- se debería armar el diafragma para las fuerzas de tracción supuestas en el modelo estructural;
- se deberían tener en cuenta en los detalles constructivos de la armadura las concentraciones de tensiones en las aberturas y conexiones.

- (7) La armadura transversal para transferencia de cortante a través de conexiones en el diafragma se puede concentrar a lo largo de apoyos, formando sistemas de atado consistentes con el modelo estructural. Esta armadura se puede colocar en la capa de compresión, si existe.
- (8) Las unidades prefabricadas con una capa de compresión de al menos 40 mm se pueden proyectar como elementos compuestos, si se verifica el rasante en la interfase, conforme al apartado 6.2.5. Se debería comprobar la pieza prefabricada en todas las etapas de construcción, antes y después de que se pueda considerar eficaz la sección compuesta.
- (9) Se puede situar por completo dentro de la capa de compresión la armadura transversal para flexión y otros efectos de las acciones. Los detalles constructivos deberían ser coherentes con el modelo estructural, por ejemplo si se supone un vano bidireccional.
- (10) Las almas o nervios en piezas de losa aisladas (es decir, unidades que no están conectadas para transferencia de cortante) se deberían disponer con armadura de cortante como si fueran vigas.
- (11) Los forjados prefabricados de vigueta y bovedilla sin capa de compresión se pueden analizar como losas macizas, si se disponen *in situ* nervios transversales con armadura continua a través de las viguetas longitudinales prefabricadas y con una separación s_T conforme a la tabla 10.1.
- (12) Al considerar el efecto diafragma entre elementos de losas prefabricadas con uniones hormigonadas o rellenas de mortero, la tensión de cortante longitudinal media V_{Rdi} se debería limitar a 0,1 MPa para superficies muy lisas y a 0,15 MPa para superficies lisas o rugosas. Véase el apartado 6.2.5 para la definición de superficies.

Tabla 10.1 – Separación máxima de los nervios transversales, s_T para el cálculo de forjados de viguetas y bovedillas como losas macizas. s_L = separación de nervios longitudinales, l_L = longitud (luz) de los nervios longitudinales, h = espesor del suelo nervado

Tipo de sobrecarga	$s_L \leq l_L/8$	$s_L > l_L/8$
Residencial, nieve	No requerido	$s_T \leq 12 h$
Otros	$s_T \leq 10 h$	$s_T \leq 8 h$

10.9.4 Conexiones y apoyos para elementos prefabricados

10.9.4.1 Materiales

- (1)P Los materiales usados para las conexiones deben ser:
- estables y durables durante la vida útil de proyecto de la estructura;
 - compatibles química y físicamente;
 - protegidos contra las agresiones químicas y físicas adversas;
 - contar con una resistencia al fuego coherente con la de la estructura.
- (2)P Los aparatos de apoyo deben tener propiedades de resistencia y deformación conformes con las hipótesis del proyecto.
- (3)P Las fijaciones metálicas para revestimientos en clases medioambientales distintas de X0 y XC1 (véase la tabla 4.1) y no protegidas contra el ambiente, deben ser de un material resistente a la corrosión. Si es posible la inspección, también se pueden usar recubrimientos protectores.
- (4)P Se debe comprobar la idoneidad del material antes de llevar a cabo la soldadura, el templado o la conformación en frío.

10.9.4.2 Reglas generales para el proyecto y detalles constructivos de uniones

(1)P Las conexiones deben ser capaces de resistir los efectos de acciones coherentes con las hipótesis de cálculo, para ajustarse a las deformaciones necesarias y asegurar el comportamiento robusto de la estructura.

(2)P Se debe prevenir el hendimiento o el desconchado prematuro del hormigón en los extremos de los elementos, teniendo en cuenta:

- desplazamientos relativos entre elementos;
- imperfecciones;
- requisitos de ensamblaje;
- facilidad de construcción;
- facilidad de inspección.

(3) La comprobación de la resistencia y la rigidez de las conexiones puede estar basada en el cálculo, posiblemente asistido por ensayos (para cálculo asistido por ensayos, véase el anexo D de la Norma EN 1990). Se deberían tener en cuenta las imperfecciones. Los valores de cálculo basados en ensayos deberían permitir las desviaciones desfavorables respecto de las condiciones de ensayo.

10.9.4.3 Conexiones que transmiten fuerzas de compresión

(1) Se pueden ignorar los esfuerzos de cortante en las conexiones de compresión si son menores que el 10% de la fuerza de compresión.

(2) En el caso de conexiones con materiales de apoyo como mortero, hormigón o polímeros, se debe impedir el movimiento relativo entre las superficies en contacto durante el endurecimiento del material.

(3) Las conexiones sin material de apoyo (conexiones secas o apoyos a hueso) sólo se deben usar cuando se garantice una apropiada cualificación del personal. La tensión media de apoyo entre superficies planas no debería superar $0,3 f_{cd}$. Las conexiones secas, que incluyan superficies curvas (convexas), se deberían proyectar con la debida consideración a la geometría.

(4) Se deberían considerar las tensiones transversales de tracción en elementos contiguos. Estas tensiones pueden producirse por cargas concentradas de compresión, como se indica en la figura 10.3a, o por la expansión de materiales de apoyo blandos, como se indica en la figura 10.3b. La armadura en el caso a) se puede proyectar y colocar conforme al apartado 6.5. La armadura en el caso b) se debería colocar cerca de las superficies de los elementos contiguos.

(5) En ausencia de modelos más precisos, la armadura en el caso b) se puede proyectar conforme a la ecuación (10.5):

$$A_s = 0,25 (t / h) F_{Ed} / f_{yd} \quad (10.5)$$

donde

A_s es el área de la armadura en cada superficie;

t es el espesor del material de apoyo;

h es la dimensión del material de apoyo en dirección a la armadura;

F_{Ed} es el esfuerzo axial de compresión en el apoyo.

(6) La capacidad máxima de las conexiones de compresión se puede determinar conforme al apartado 6.7 o puede basarse en cálculos, posiblemente asistidos por ensayos (para el dimensionamiento asistido por ensayos, véase la Norma EN 1990).

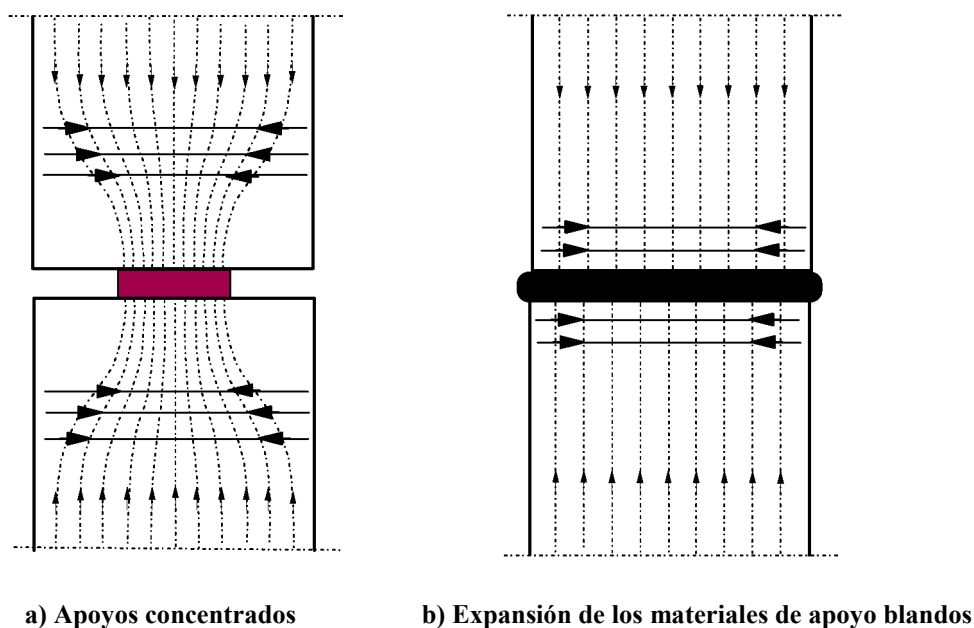


Figura 10.3 – Tensiones transversales de tracción en conexiones de compresión

10.9.4.4 Conexiones que transmiten los esfuerzos de cortante

(1) Para la transferencia de los esfuerzos de cortante en interfases entre dos hormigones, por ejemplo entre un elemento prefabricado y hormigón *in situ*, véase el apartado 6.2.5.

10.9.4.5 Conexiones que transmiten momentos flectores o fuerzas de tracción

(1)P La armadura debe ser continua a lo largo de la conexión y debe estar anclada en los elementos adyacentes.

(2) La continuidad se puede obtener, por ejemplo, mediante:

- solape de barras;
- inyección de mortero en las vainas donde se insertan las armaduras;
- lazos solapados de armadura;
- soldadura de barras o placas de acero;
- pretensado;
- dispositivos mecánicos (acopladores roscados o rellenos);
- conectores embutidos (acopladores en compresión).

10.9.4.6 Juntas a media madera

(1) Las juntas a media madera se pueden proyectar mediante modelos de bielas y tirantes conforme al apartado 6.5. Dos modelos alternativos y sus armaduras se indican en la figura 10.4. Los dos modelos se pueden combinar.

NOTA La figura muestra sólo las características principales de los modelos de bielas y tirantes.

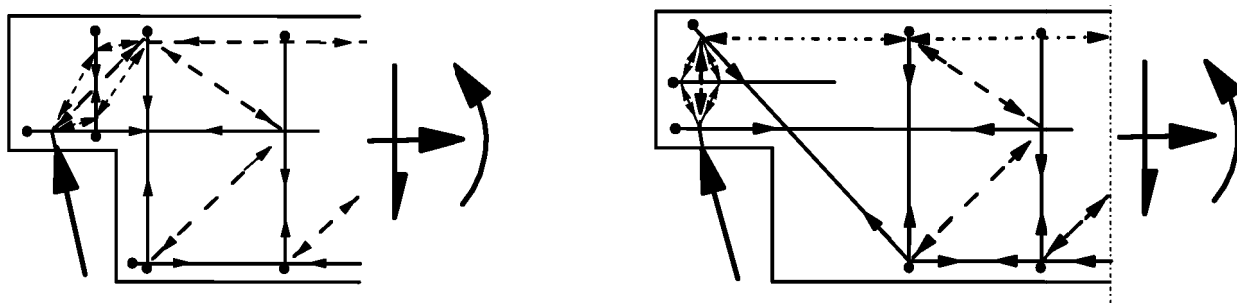


Figura 10.4 – Modelos indicativos para armadura en juntas a media madera

10.9.4.7 Anclaje de armadura en apoyos

(1) Las armaduras del elemento de apoyo y del elemento apoyado deberían contar con los detalles constructivos que aseguren el anclaje en los nudos respectivos, permitiendo desviaciones (o tolerancias). Un ejemplo se muestra en la figura 10.5.

La longitud neta del aparato de apoyo, a_1 , está condicionada por una distancia d (véase la figura 10.5) a partir del borde de los respectivos elementos donde:

$d_i = c_i + \Delta a_i$ con barras horizontales en U, u otro tipo de barras ancladas en su extremo;

$d_i = c_i + \Delta a_i + r_i$ con barras ancladas dobladas verticalmente;

donde

c_i es el recubrimiento de hormigón;

Δa_i es una desviación (o tolerancia para la imperfección), véase el punto (1) del apartado 10.9.5.2;

r_i es el radio de doblado.

Véase la figura 10.5 y 10.9.5.2 (1) para definiciones de Δa_2 o Δa_3 .

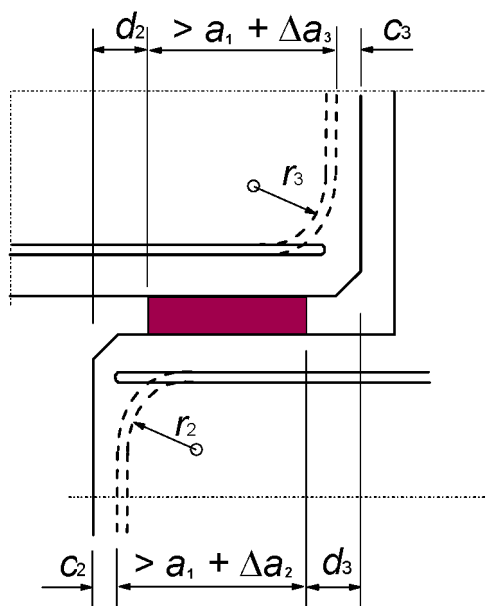


Figura 10.5 – Ejemplo de detalles constructivos de armadura en apoyos

10.9.5 Apoyos

10.9.5.1 Generalidades

(1)P Se debe asegurar el funcionamiento adecuado de los apoyos mediante la disposición de armadura en los elementos adyacentes, la limitación de la tensión en los apoyos y las medidas para considerar los desplazamientos o coacciones.

(2)P En el caso de apoyos que no permitan el deslizamiento o el giro sin una coacción significativa, se deben tener en cuenta en el proyecto de los elementos contiguos las acciones debidas a la fluencia, retracción, temperatura, mala alineación, falta de verticalidad, etc. de los elementos contiguos.

(3) Los efectos indicados en el punto (2)P pueden requerir una armadura transversal en los elementos apoyados y en elementos de apoyo, y/o armadura de continuidad para atar los elementos entre sí. Los mencionados efectos pueden también influir en el proyecto de la armadura principal de tales elementos.

(4)P Los apoyos se deben proyectar y detallar de forma que se asegure su correcta colocación, teniendo en cuenta las tolerancias (o desviaciones) de fabricación y montaje.

(5)P Se deben tener en cuenta los posibles efectos de anclajes pretensados y sus cajetines.

10.9.5.2 Apoyos para elementos conectados (no aislados)

(1) La longitud nominal a de un apoyo simple, indicada en la figura 10.6, se puede calcular como:

$$a = a_1 + a_2 + a_3 + \sqrt{\Delta a_2^2 + \Delta a_3^2} \quad (10.6)$$

donde

a_1 es la longitud neta de apoyo con respecto a la presión en el apoyo, $a_1 = F_{Ed} / (b_1 f_{Rd})$, pero no menor que los valores mínimos indicados en la tabla 10.2;

F_{Ed} es el valor de cálculo de la reacción en el apoyo;

b_1 es la anchura neta del apoyo, véase el punto (3);

f_{Rd} es el valor de cálculo de la resistencia del apoyo, véase el punto (2);

a_2 es la distancia considerada ineficaz desde el paramento exterior del elemento de apoyo, véase la figura 10.6 y la tabla 10.3;

a_3 es la distancia similar, para el elemento apoyado, véase la figura 10.6 y tabla 10.4.

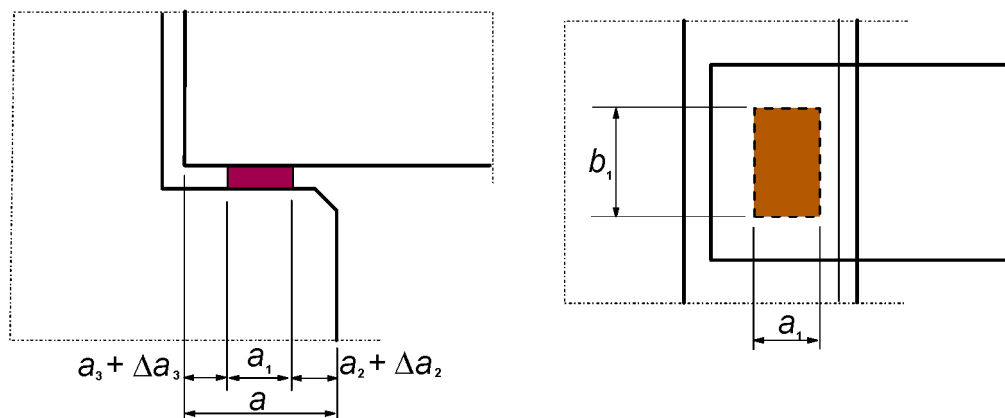


Figura 10.6 – Ejemplo de apoyo, con definiciones

Δa_2 es la tolerancia en las desviaciones admisibles de la distancia entre los elementos de apoyo, véase la tabla 10.5;

Δa_3 es la tolerancia en las desviaciones admisibles de la longitud del elemento de apoyo, $\Delta a_3 = l_n/2 \cdot 500$, donde l_n es la longitud del elemento.

Tabla 10.2 – Valor mínimo de a_1 , en mm

Tensión relativa en apoyo, σ_{Ed}/f_{cd}	$\leq 0,15$	0,15 - 0,4	$> 0,4$
Apoyos en línea (forjados, cubiertas)	25	30	40
Forjados, viguetas y correas	55	70	80
Apoyos concentrados (vigas)	90	110	140

Tabla 10.3 – Distancia a_2 [mm] considerada ineficaz desde el paramento exterior del elemento de apoyo. En los casos (-) se deberían usar bloques de apoyo de hormigón

Material de apoyo y tipo	σ_{Ed}/f_{cd}	$\leq 0,15$	0,15-0,4	$> 0,4$
Acero	lineal	0	0	10
	concentrado	5	10	15
Hormigón armado $\geq C30$	lineal	5	10	15
	concentrado	10	15	25
Hormigón en masa y hormigón armado $< C30$	lineal	10	15	25
	concentrado	20	25	35
Fábrica de ladrillo	lineal	10	15	(-)
	concentrado	20	25	(-)

Tabla 10.4 – Distancia a_3 [mm] considerada ineficaz desde el paramento exterior del elemento apoyado

Detalles constructivos de la armadura	Apoyo	
	Cable	Concentrado
Barras continuas sobre apoyo (coaccionadas o no)	0	0
Barras rectas, ganchos en U horizontales, cercanos al extremo del elemento	5	15, pero no menor que el recubrimiento final
Armaduras activas o barras rectas expuestas en el extremo del elemento	5	15
Armadura de gancho en U vertical	15	Recubrimiento final + radio interior doblado

Tabla 10.5 – Tolerancia Δa_2 en las desviaciones de la distancia libre entre los paramentos de los apoyos. l = longitud del vano

Material de apoyo	Δa_2
Acero u hormigón prefabricado	$10 \leq l/1 \cdot 200 \leq 30$ mm
Fábrica de ladrillo u hormigón <i>in situ</i>	$15 \leq l/1 \cdot 200 + 5 \leq 40$ mm

(2) En ausencia de otras especificaciones, se pueden usar los siguientes valores para la resistencia del apoyo:

$f_{Rd} = 0,4 f_{cd}$ para conexiones secas o apoyos a hueso (véase el punto (3) del apartado 10.9.4.3 para la definición);

$f_{Rd} = f_{bed} \leq 0,85 f_{cd}$ para el resto de casos;

donde

f_{cd} es la menor de las resistencias de cálculo del elemento de apoyo y del elemento apoyado;

f_{bed} es la resistencia de cálculo del material de apoyo.

(3) Si se toman medidas para obtener una distribución uniforme de la presión en el apoyo, por ejemplo mediante un mortero, neopreno o materiales de apoyo similares, se puede tomar como anchura de cálculo del apoyo b_1 la anchura real del apoyo. En caso contrario y en ausencia cálculos más precisos, b_1 no debería superar 600 mm.

10.9.5.3 Apoyos para elementos aislados

(1)P La longitud nominal debe ser 20 mm mayor que la correspondiente a los elementos no aislados.

(2)P Si el dispositivo de apoyo permite movimientos en el apoyo, se debe aumentar la longitud neta del apoyo para permitir los posibles movimientos.

(3)P Si un elemento está atado en un nivel diferente al de su apoyo, se debe aumentar la longitud neta del apoyo a_1 para cubrir los efectos de un posible giro del elemento de soporte alrededor del punto de atado.

10.9.6 Cimentaciones en cáliz

10.9.6.1 Generalidades

(1)P Los cálices de hormigón deben ser capaces de transferir las acciones verticales, momentos flectores y esfuerzos cortantes horizontales del pilar al terreno. El cáliz debe ser lo suficientemente grande como para permitir un vertido adecuado del hormigón por debajo y alrededor del pilar.

10.9.6.2 Cálices con llaves en su superficie

(1) Se puede considerar que los cálices con dentados o llaves en su superficie actúan monolíticamente con el pilar.

(2) Donde aparezcan tracciones verticales producidas por la transferencia de momentos se necesita cuidar la disposición del solape de la armadura del pilar y la cimentación, colocándola de forma similar, teniendo en cuenta la separación de las barras de solape. Se debería aumentar la longitud de solape conforme al apartado 8.7 en, al menos, la separación horizontal entre barras del pilar y de la cimentación [véase la figura 10.7 (a)]. Se debería disponer una armadura horizontal adecuada en el solape.

(3) En caso de que se compruebe la transferencia de tensiones tangenciales entre el pilar y la cimentación, el cálculo de la armadura de punzonamiento se debería realizar de igual manera que si la conexión entre el pilar y la cimentación fuera monolítica, conforme al apartado 6.4, como se indica en la figura 10.7 (a). En caso contrario, la comprobación de punzonamiento se debería realizar como si fueran cálices con superficies lisas.

10.9.6.3 Cálices con superficies lisas

(1) Se puede suponer que las fuerzas y los momentos se transmiten del pilar a la cimentación mediante el sistema de fuerzas de compresión F_1 , F_2 y F_3 a través del relleno de hormigón y las correspondientes fuerzas de rozamiento, como se indica en la figura 10.7 (b). Este modelo requiere que

$$l \geq 1,2 h$$

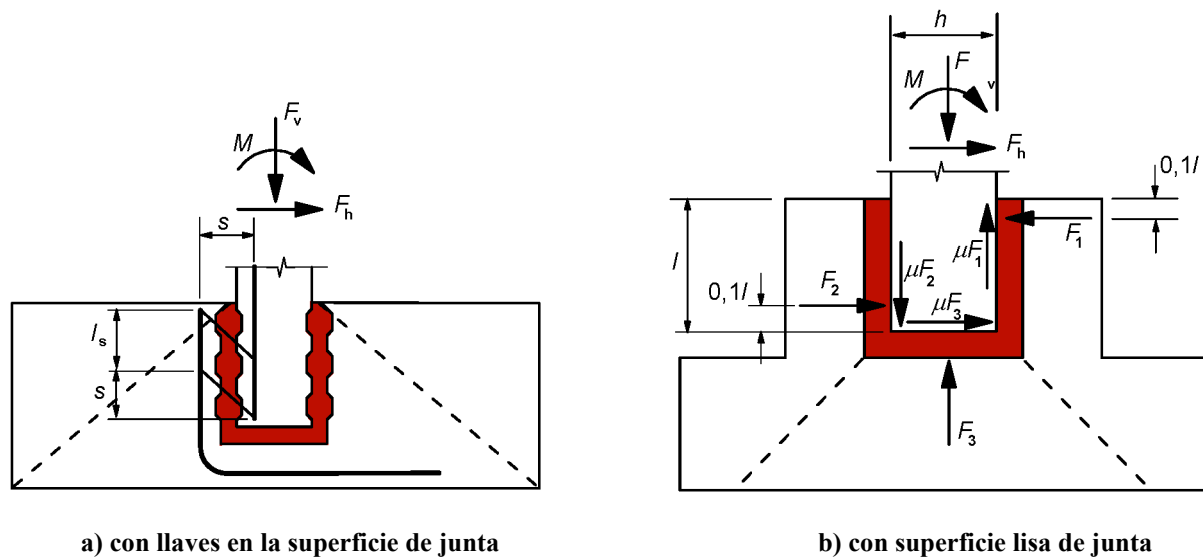


Figura 10.7 – Cimentaciones en cáliz

- (2) No se debería tomar un coeficiente de rozamiento mayor que $\mu = 0,3$.
- (3) Se debería prestar una atención especial a:
 - la disposición de la armadura para resistir F_1 en la parte superior de las paredes del cáliz;
 - la transferencia de F_1 a través de las paredes hasta la zapata;
 - el anclaje de la armadura principal del pilar y de los cálices;
 - la resistencia a esfuerzo cortante del pilar dentro del cáliz;
 - la resistencia a punzonamiento de la zapata bajo la fuerza transmitida por el pilar. En dicha comprobación se puede tener en cuenta el hormigón estructural *in situ* colocado bajo el pilar prefabricado.

10.9.7 Sistemas de atado

- (1) En el caso de elementos tipo placa cargados en su propio plano, por ejemplo en muros y forjados actuando como diafragmas, se puede obtener la interacción necesaria atando la estructura mediante elementos de atado perimetrales y/o interiores.

Los mismos elementos de atado pueden actuar para prevenir un colapso progresivo conforme al apartado 9.10.

CAPÍTULO 11 ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN CON ÁRIDO LIGERO

11.1 Generalidades

(1)P Este capítulo proporciona requisitos adicionales para hormigón con árido ligero (LC)*. Se hace referencia a otros capítulos (del 1 al 10 y el 12) de este documento y a los anexos.

NOTA Los apartados principales de este capítulo se numeran con un 11 seguido del número correspondiente del capítulo general. Los sub-apartados se numeran de manera consecutiva en este capítulo sin conexión con los apartados de los capítulos anteriores. Si se dan alternativas para las ecuaciones, figuras o tablas indicadas en otros capítulos, los números originales de referencia también tienen como prefijo un 11.

11.1.1 Objeto y campo de aplicación

(1)P Todos los apartados de los capítulos desde el 1 al 10, así como el 12 son generalmente aplicables, a no ser que sean sustituidos por apartados especiales indicados en este capítulo. En general, los valores de resistencia que provienen de la tabla 3.1 empleados en las ecuaciones tienen que ser reemplazados por los valores correspondientes para hormigones con árido ligero indicados en la tabla 11.3.1 de este capítulo.

(2)P El capítulo 11 se aplica a todos los hormigones de estructura cerrada formados por áridos ligeros minerales, tanto naturales como artificiales, a menos que una experiencia fiable indique que se pueden aplicar en condiciones de seguridad otras disposiciones diferentes a éstas.

(3) Este capítulo no se aplica a hormigones aireados tanto si es hormigón celular curado en autoclave o curado normalmente ni a hormigones con árido ligero de estructura abierta.

(4)P El hormigón con árido ligero es un hormigón que tiene una estructura cerrada y una densidad no mayor que $2\,200\text{ kg/m}^3$, y que consiste o que contiene una proporción de áridos ligeros artificiales o naturales con una densidad de partículas menor que $2\,000\text{ kg/m}^3$.

11.1.2 Símbolos especiales

1(P) Los siguientes símbolos se usan de forma especial para hormigones con árido ligero:

HL las clases resistentes de hormigones con árido ligero vienen precedidas por el símbolo HL;

η_E es un coeficiente de conversión para calcular el módulo de elasticidad;

η_1 es un coeficiente para determinar la resistencia a tracción;

η_2 es un coeficiente para determinar el coeficiente de fluencia;

η_3 es un coeficiente para determinar la retracción por secado;

ρ es la densidad seca (en horno) del hormigón con árido ligero en kg/m^3 .

Para las características mecánicas se utiliza un subíndice *l* (ligero) adicional.

11.2 Bases de proyecto

1(P) El capítulo 2 es válido para hormigón con árido ligero sin modificaciones.

* NOTA NACIONAL: Los hormigones ligeros pueden designarse por LC (*lightweight concrete*) o HL.

11.3 Materiales

11.3.1 Hormigón

(1)P En la Norma EN 206-1 los hormigones con árido ligero se clasifican conforme su densidad, como se indica en la tabla 11.1. Esta tabla proporciona además las densidades correspondientes para hormigón armado y en masa con porcentajes normales de armadura que se pueden usar para el cálculo del peso propio o carga permanente impuesta en el proyecto. De manera alternativa, la densidad puede especificarse como un valor objetivo.

(2) De manera alternativa, la contribución de la armadura a la densidad se puede determinar mediante el cálculo.

Tabla 11.1 – Clases de densidad y densidades de cálculo correspondientes de HL conforme a la Norma EN 206-1

Clase de densidad		1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0
Densidad (kg/m ³)		801-1000	1001-1200	1201-1400	1401-1600	1601-1800	1801-2000
Densidad (kg/m ³)	Hormigón en masa	1050	1250	1450	1650	1850	2050
	Hormigón armado	1150	1350	1550	1750	1950	2150

(3) La resistencia a tracción del hormigón con árido ligero se puede obtener multiplicando los valores de f_{ct} indicados en la tabla 3.1 por un coeficiente:

$$\eta_1 = 0,40 + 0,60\rho / 2\,200 \quad (11.1)$$

donde

ρ es el límite superior de la densidad para la clase apropiada conforme a la tabla 11.1.

11.3.2 Deformación elástica

(1) Se puede obtener una estimación de los valores medios del módulo de elasticidad secante E_{lcm} para hormigones con árido ligero multiplicando los valores indicados en la tabla 3.1 para hormigones de densidad normal, por el siguiente coeficiente:

$$\eta_E = (\rho / 2\,200)^2 \quad (11.2)$$

donde ρ el valor de la densidad seca conforme al capítulo 4 de la Norma EN 206-1 (véase la tabla 11.1).

Donde se necesite información precisa, por ejemplo en casos en los que las flechas sean de gran importancia, se deberían realizar ensayos con el fin de determinar los valores de E_{lcm} conforme a la Norma ISO 6784.

NOTA El anexo nacional de un Estado puede hacer referencia a una información complementaria que no sea contradictoria.

(2) El coeficiente de dilatación térmica de los hormigones con árido ligero depende principalmente del tipo de áridos utilizados y varía en un rango que oscila entre $4 \cdot 10^{-6}/K$ y $14 \cdot 10^{-6}/K$.

En el caso de proyectos donde la dilatación térmica no sea de gran importancia, este coeficiente se puede tomar como $8 \cdot 10^{-6}/K$.

No es necesario considerar en el proyecto la diferencia entre los coeficientes de dilatación térmica del acero y del hormigón con árido ligero.

Tabla 11.3.1 – Características de tensión y deformación para hormigón con árido ligero

Clases de resistencia para hormigones con árido ligero														Relación analítica / explicación
f_{ctk} (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	
$f_{\text{ctk,cube}}$ (MPa)	13	18	22	28	33	38	44	50	55	60	66	77	88	
f_{ctm} (MPa)	17	22	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	Para $f_{\text{ctk}} \geq 20$ MPa $f_{\text{ctm}} = f_{\text{ctk}} + 8$ (MPa)
f_{ctm} (MPa)	$f_{\text{ctm}} = f_{\text{ctm}} \cdot \eta_1$													$\eta_1=0,40+0,60\rho/2\ 200$
$f_{\text{ctk},0,05}$ (MPa)	$f_{\text{ctk},0,05} = f_{\text{ctk},0,05} \cdot \eta_1$													5% - fractil
$f_{\text{ctk},0,95}$ (MPa)	$f_{\text{ctk},0,95} = f_{\text{ctk},0,95} \cdot \eta_1$													95% - fractil
E_{ctm} (GPa)	$E_{\text{ctm}} = E_{\text{cm}} \cdot \eta_E$													$\eta_E = (\rho/2\ 200)^2$
ε_{cl} (‰)	$k f_{\text{ctm}}/(E_{\text{cl}} \cdot \eta_E) \quad \left\{ \begin{array}{l} k = 1,1 \text{ para hormigón con árido fino no ligero} \\ k = 1,0 \text{ para hormigón con todos los áridos ligeros} \end{array} \right.$													véase la figura 3.2
ε_{cu1} (‰)	ε_{cl}													véase la figura 3.2
ε_{cu2} (‰)	2,0								2,2	2,3	2,4	2,5	véase la figura 3.3	
ε_{cu2} (‰)	3,5 η_1								3,1 η_1	2,9 η_1	2,7 η_1	2,6 η_1	véase la figura 3.3 $ \varepsilon_{\text{cu2}} \geq \varepsilon_{\text{cl2}} $	
n	2,0								1,75	1,6	1,45	1,4		
ε_{cu3} (‰)	1,75								1,8	1,9	2,0	2,2	véase la figura 3.4	
ε_{cu3} (‰)	3,5 η_1								3,1 η_1	2,9 η_1	2,7 η_1	2,6 η_1	véase la figura 3.4 $ \varepsilon_{\text{cu3}} \geq \varepsilon_{\text{cl3}} $	

11.3.3 Fluencia y retracción

(1) En el caso de hormigones con árido ligero (LC) se puede suponer un coeficiente de fluencia ϕ igual al valor para hormigón de densidad normal multiplicado por un coeficiente $(\rho/2\,000)^2$.

Las deformaciones unitarias de fluencia así obtenidas se deberían multiplicar por un coeficiente, η_2 dado por:

$$\begin{aligned}\eta_2 &= 1,3 \text{ para } f_{\text{ick}} \leq \text{LC16/18} \\ &= 1,0 \text{ para } f_{\text{ick}} \geq \text{LC20/22}\end{aligned}$$

(2) Los valores de la retracción final de secado para hormigones con árido ligero se pueden obtener multiplicando los valores para el hormigón de densidad normal indicados en la tabla 3.2 por un coeficiente η_3 , dado por:

$$\begin{aligned}\eta_3 &= 1,5 \text{ para } f_{\text{ick}} \leq \text{LC16/18} \\ &= 1,2 \text{ para } f_{\text{ick}} \geq \text{LC20/22}\end{aligned}$$

(3) Las ecuaciones (3.11), (3.12) y (3.13) que facilitan información para la retracción autógena, proporcionan los valores máximos para hormigones con árido ligero, donde no sea posible el suministro de agua por los áridos a la microestructura seca. Si se usa árido ligero saturado de agua o incluso parcialmente saturado, los valores de retracción autógena se verán considerablemente reducidos.

11.3.4 Relación tensión - deformación para cálculo estructural

(1) En el caso de hormigones con árido ligero, los valores ε_{c1} y ε_{cu1} indicados en la figura 3.2 se deberían sustituir por los valores ε_{lc1} y ε_{lcu1} indicados en la tabla 11.3.1.

11.3.5 Valores de cálculo de las resistencias a compresión y a tracción

(1)P El valor de cálculo de la resistencia a compresión se define como

$$f_{\text{lcd}} = \alpha_{\text{lcc}} f_{\text{lck}} / \gamma_{\text{C}} \quad (11.3.15)$$

donde γ_{C} es el coeficiente parcial de seguridad para el hormigón, véase el apartado 2.4.2.4 y α_{lcc} es un coeficiente conforme al punto (2)P del apartado 3.1.6.

NOTA El valor de α_{lcc} para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado es 0,85.

(2)P El valor de cálculo de la resistencia a tracción se define como:

$$f_{\text{lctd}} = \alpha_{\text{lct}} f_{\text{lctk}} / \gamma_{\text{C}} \quad (11.3.16)$$

donde γ_{C} es el coeficiente parcial de seguridad para el hormigón, véase el apartado 2.4.1.4 y α_{lct} es un coeficiente conforme al punto (1)P del apartado 3.1.6.

NOTA El valor de α_{lct} para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado es 0,85.

11.3.6 Relación tensión - deformación unitarias para el cálculo de las secciones

(1) En el caso de hormigones con árido ligero, se deberían reemplazar los valores ε_{c2} y ε_{cu2} indicados en la figura 3.3 por los valores de ε_{lc2} y ε_{lcu2} indicados en la tabla 11.3.1.

(2) En el caso de hormigones con árido ligero, se deberían reemplazar los valores ε_{c3} y ε_{cu3} indicados en la figura 3.4 por los valores de ε_{lc3} y ε_{lcu3} indicados en la tabla 11.3.1.

11.3.7 Hormigón confinado

(1) Si no hay información más precisa disponible, se puede usar la relación tensión - deformación que se indica en la figura 3.6 con una resistencia y una deformación unitaria características incrementadas conforme a:

$$f_{lck,c} = f_{lck} (1,0 + k\sigma_2 / f_{lck}) \quad (11.3.24)$$

NOTA El valor de k para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado es:

- 1,1 para hormigones con árido ligero con arena como árido fino;
- 1,0 para hormigones con árido ligero (tanto áridos finos como gruesos).

$$\varepsilon_{lc2,c} = \varepsilon_{lc2} (f_{lck} / f_{lck})^2 \quad (11.3.26)$$

$$\varepsilon_{lcu2,c} = \varepsilon_{lcu2} + 0,2\sigma_2 / f_{lck} \quad (11.3.27)$$

donde ε_{lc2} y ε_{lcu2} se indican en la tabla 11.3.1.

11.4 Durabilidad y recubrimiento de la armadura

11.4.1 Condiciones ambientales

(1) En el caso de hormigones con árido ligero, se pueden usar las mismas clases exposición que las indicadas en la tabla 4.1 para los hormigones de densidad normal.

11.4.2 Recubrimiento de hormigón y propiedades de hormigón

(1)P En el caso de hormigones con árido ligero, se deben aumentar en 5 mm los valores del recubrimiento mínimo de hormigón indicados en la tabla 4.2.

11.5 Cálculo estructural

11.5.1 Capacidad de giro

NOTA En el caso de hormigones con árido ligero se debería multiplicar el valor de $\theta_{pl,d}$ indicado en la figura 5.6N por un coeficiente $\varepsilon_{lcu2}/\varepsilon_{cu2}$.

11.6 Estados límite últimos (ELU)

11.6.1 Elementos que no requieren armadura de cortante de cálculo

(1) El valor de cálculo de la resistencia a cortante de un elemento de hormigón con árido ligero sin armadura de cortante $V_{lRd,c}$ se deduce de:

$$V_{lRd,c} = [C_{lRd,c} \eta_1 k (100 \rho_1 f_{lck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d \geq (\eta_1 v_{l,min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \quad (11.6.2)$$

donde η_1 se define en la ecuación (11.1), f_{lck} se obtiene de la tabla 11.3.1 y σ_{cp} es la tensión de compresión media en la sección debida a la fuerza axial y al pretensado.

NOTA Los valores de $C_{lRd,c}$, $V_{l,min}$ y k_1 para su uso en un Estado se pueden encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado para $C_{lRd,c}$ es $0,15/\gamma_c$, para $v_{l,min}$ es $0,028 k^{3/2} f_{lck}^{1/2}$ y para k_1 es 0,15.

Tabla 11.6.1N – Valores de $v_{l,min}$ para valores indicados de d y 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
$\geq 1\ 000$	0,22	0,27	0,31	0,34	0,37	0,40	0,43

(2) El esfuerzo cortante V_{Ed} calculado sin reducción por β (véase el punto (6) del apartado 6.2.2 debería satisfacer siempre la condición:

$$V_{Ed} \leq 0,5 \eta_1 b_w d v_l f_{lck} \quad (11.6.5)$$

donde

η_1 conforme al punto (1) del apartado 11.6.1;

v_l conforme al punto (1) del apartado 11.6.2.

11.6.2 Elementos que requieren armadura de cortante de cálculo

(1) El coeficiente de reducción para la resistencia al aplastamiento de las bielas de hormigón es de v_l .

NOTA El valor de v_l para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado se obtiene de:

$$v_l = 0,5 (1 - f_{lck} / 250) \quad (11.6.6N)$$

11.6.3 Torsión

11.6.3.1 Procedimiento de cálculo

(1) En la ecuación (6.30) para hormigón con árido ligero v se toma igual a v_l conforme al punto (1) del apartado 11.6.2.

11.6.4 Punzonamiento

11.6.4.1 Resistencia al punzonamiento de placas y zapatas de pilares sin armadura de cortante

(1) La resistencia al punzonamiento por unidad de superficie de una placa de hormigón con árido ligero se obtiene de:

$$v_{lRd,c} = C_{lRd,c} k \eta_1 (100 \rho_l f_{lck})^{1/3} + k_2 \sigma_{cp} \geq (\eta_1 v_{l,min.} + k_2 \sigma_{cp}) \quad (11.6.47)$$

donde

η_1 se define en la ecuación (11.1);

$C_{lRd,c}$ véase el punto (1) del apartado 11.6.1;

$v_{l,min.}$ véase el punto (1) del apartado 11.6.1.

NOTA El valor de k_2 para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado es 0,08.

(2) La resistencia al punzonamiento, v_{Ird} , de zapatas de pilares de hormigón con árido ligero se obtiene de:

$$v_{\text{Ird,c}} = C_{\text{Ird,c}} \eta_1 k (100 \rho f_{\text{ICK}})^{1/3} 2d/a \geq \eta_1 v_{\text{Imin}} \cdot 2d/a \quad (11.6.50)$$

donde

η_1 se define en la ecuación (11.1);

$\rho \geq 0,005$;

$C_{\text{Ird,c}}$ véase el punto (1) del apartado 11.6.1;

v_{Imin} véase el punto (1) del apartado 11.6.1.

11.6.4.2 Resistencia al punzonamiento de losas o cimentaciones de pilares con armadura de cortante

(1) Donde se requiera armadura de cortante, la resistencia al punzonamiento se obtiene de:

$$v_{\text{Ird,cs}} = 0,75 v_{\text{Ird,c}} + 1,5 \left(\frac{d}{s_r} \right) \left(\frac{1}{u_1 d} \right) A_{\text{sw}} f_{\text{ywd,eff}} \sin \alpha \quad (11.6.52)$$

Donde $v_{\text{Ird,c}}$ se define en la ecuación (11.6.47) o en (11.6.50) según sea apropiado.

(2) En las cercanías del pilar, la resistencia al punzonamiento se limita a un máximo de

$$v_{\text{Ed}} = \frac{V_{\text{Ed}}}{u_0 d} \leq v_{\text{Ird,máx.}} = 0,5 v f_{\text{ICd}} \quad (11.6.53)$$

donde v se toma igual a v_1 definido en el punto (1) del apartado 11.6.2.

11.6.5 Áreas parcialmente cargadas

(1) Para una distribución uniforme de la carga en un área A_{c0} (véase la figura 6.29) la fuerza concentrada resistente se puede obtener de:

$$F_{\text{Rdu}} = A_{\text{c0}} \cdot f_{\text{ICd}} \cdot \left[A_{\text{c1}} / A_{\text{c0}} \right] \frac{\rho}{4\,400} \leq 3,0 \cdot f_{\text{ICd}} \cdot A_{\text{c0}} \left(\frac{\rho}{2\,200} \right) \quad (11.6.63)$$

11.6.6 Fatiga

(1) La comprobación de fatiga de los elementos fabricados con hormigones con árido ligero requiere un estudio especial. Se debería hacer referencia a un documento de idoneidad técnica europeo (DITE).

11.7 Estados límites de servicio

(1)P Las relaciones básicas de luz/canto útil para elementos de hormigón armado sin compresión axial indicados en el apartado 7.4.2 se deberían reducir mediante un coeficiente $\eta_E^{0,15}$ cuando se aplica a los hormigones con árido ligero.

11.8 Detalles constructivos de la armadura. Generalidades

11.8.1 Diámetros admisibles de mandriles para barras dobladas

(1) En el caso de hormigones con árido ligero, se deberían aumentar en un 50% los diámetros de los mandriles para hormigones de densidad normal indicados en el apartado 8.3 para evitar el hendimiento del hormigón en patillas, ganchos y ganchos en U.

11.8.2 Tensión última de adherencia

(1) El valor de cálculo de la tensión última de adherencia para barras en hormigones con árido ligero se puede calcular usando la ecuación 8.2, empleando el valor f_{lctd} en lugar de f_{ctd} con $f_{lctd} = f_{lctk,0,05}/\gamma_c$. Los valores para $f_{lctk,0,05}$ se encuentran en la tabla 11.3.1.

11.9 Detalles constructivos de los elementos y reglas particulares

(1) Normalmente, el diámetro de las barras embebidas en hormigones con árido ligero no debería superar 32 mm. En HL, los grupos de barras no deberían contar con más de dos barras y el diámetro equivalente no debería superar 45 mm.

11.10 Reglas adicionales para elementos y estructuras de hormigón prefabricado

(1) Puede aplicarse el capítulo 10 sin modificaciones a los hormigones con árido ligero.

11.12 Estructuras de hormigón en masa o ligeramente armado

(1) Puede aplicarse el capítulo 12 sin modificaciones a los hormigones con árido ligero.

CAPÍTULO 12 ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN EN MASA O LIGERAMENTE ARMADO

12.1 Generalidades

(1)P Este capítulo proporciona reglas adicionales para estructuras de hormigón sin armaduras o donde la armadura que se dispone es menor que el mínimo requerido para el hormigón armado.

NOTA Los apartados principales de este capítulo se numeran con un 12 seguido del número correspondiente al capítulo general. Los sub-apartados se numeran de manera consecutiva en este capítulo sin conexión con los apartados de los capítulos anteriores.

(2) Este capítulo se aplica a elementos, para los cuales se puede ignorar el efecto de las acciones dinámicas. No se aplica a los efectos tales como los producidos por máquinas rotativas ni a las cargas debidas al tráfico. Algunos ejemplos de tales elementos incluyen:

- elementos sometidos principalmente a compresión producida por causas distintas del pretensado, como por ejemplo muros, pilares, arcos, bóvedas, y túneles;
- zapatas corridas o aisladas para cimentaciones;
- muros de contención;
- pilotes cuyo diámetro es ≥ 600 mm y donde $N_{Ed}/A_c \leq 0,3 f_{ck}$.

(3) Las reglas de proyecto se deberían modificar de forma apropiada para elementos fabricados con hormigones con árido ligero con estructura cerrada conforme al capítulo 11, o para los elementos y estructuras de hormigón prefabricado cubiertos por este Eurocódigo.

(4) No se excluye, en elementos de hormigón en masa, la disposición de las armaduras pasivas necesarias para satisfacer los requisitos de comportamiento en servicio y/o de durabilidad, ni la disposición de armadura en ciertas regiones de los elementos. Esta armadura se puede tener en cuenta en la comprobación local de los estados límite últimos, así como para las comprobaciones de los estados límite de servicio.

12.3 Materiales

12.3.1 Hormigón: hipótesis adicionales de proyecto

(1) Debido a baja ductilidad del hormigón en masa los valores de $\alpha_{cc,pl}$ y $\alpha_{ct,pl}$ se deberían tomar menores que los de α_{cc} y α_{ct} , empleados en hormigón armado.

NOTA Los valores de $\alpha_{cc,pl}$ y $\alpha_{ct,pl}$ para su uso en un Estado se pueden encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado para ambos es de 0,8.

(2) Si se consideran las tensiones de tracción en el proyecto de elementos de hormigón en masa, se puede ampliar el diagrama de tensión-deformación (véase 3.1.7) a la resistencia de cálculo a tracción empleando la ecuación (3.16) o una relación lineal.

$$f_{ctd,pl} = \alpha_{ct,pl} f_{ctk,0,05} / \gamma_C \quad (12.1)$$

(3) Se pueden usar métodos de mecánica de la fractura si se demuestra que se adecuan al nivel de seguridad requerido.

12.5 Cálculo estructural: estados límite últimos

(1) Dado que los elementos de hormigón en masa tienen una ductilidad limitada, no se debería usar en el cálculo, a menos que se justifique, un cálculo lineal con redistribución o un método plástico; por ejemplo métodos sin una comprobación explícita a de la capacidad de deformación.

(2) Los cálculos estructurales se pueden basar en la teoría de la elasticidad lineal o no lineal. En el caso del cálculo no lineal (por ejemplo, mecánicas de la fractura) se debería realizar una comprobación de la capacidad de deformación.

12.6 Estados límite últimos (ELU)

12.6.1 Resistencia de cálculo a flexión y a esfuerzo axial

(1) En el caso de muros, con una disposición de detalles constructivos y de curado adecuados, se pueden ignorar las deformaciones impuestas debidas a la temperatura o a la retracción.

(2) Las relaciones tensión-deformación para hormigón en masa se deberían tomar del apartado 3.1.7.

(3) La resistencia axial, N_{Rd} , de una sección rectangular con una excentricidad uniaxial, e , en dirección de h_w se puede obtener de:

$$N_{Rd} = \eta f_{cd,pl} \times b \times h_w \times (1 - 2e / h_w) \quad (12.2)$$

donde

$\eta f_{cd,pl}$ es la resistencia eficaz de cálculo a compresión [véase el punto (3) del apartado 3.1.7];

b es la anchura total de la sección transversal (véase la figura 12.1);

h_w es el canto total de la sección trasversal;

e es la excentricidad de N_{Ed} en la dirección h_w .

NOTA Si se usan otros métodos simplificados, éstos deberían quedar del lado de la seguridad respecto a un método riguroso basado en la relación tensión deformación indicada en el apartado 3.1.7.

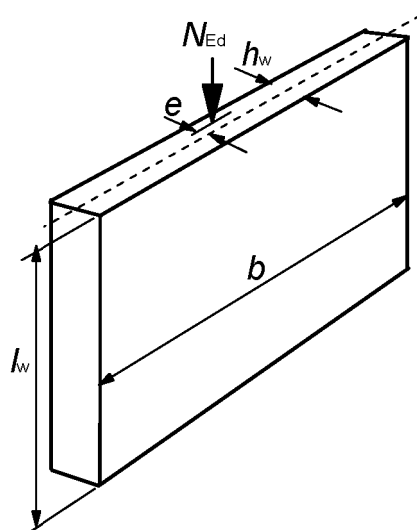


Figura 12.1 – Símbolos para muros de hormigón en masa

12.6.2 Agotamiento local

(1)P A menos que se hayan tomado medidas para evitar el fallo por tracción local de la sección transversal, se debe limitar la excentricidad máxima de la fuerza axial, N_{Ed} , en una sección transversal para evitar grandes fisuras.

12.6.3 Esfuerzo cortante

(1) En elementos de hormigón en masa se puede tener en cuenta la resistencia a tracción del hormigón en el estado límite último de cortante si se asegura, tanto por cálculos como por la experiencia, que se puede excluir la rotura frágil y se asegura una resistencia adecuada.

(2) Para una sección sometida a un esfuerzo cortante V_{Ed} y a una fuerza normal N_{Ed} , actuando sobre un área de compresión A_{cc} , los valores absolutos de las componentes de la tensión de cálculo se deberían tomar como sigue:

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_{cc} \quad (12.3)$$

$$\tau_{cp} = kV_{Ed} / A_{cc} \quad (12.4)$$

NOTA El valor de k para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado es 1,5.

y se debería comprobar que:

$$\tau_{cp} \leq f_{cvd}$$

donde

$$\text{si } \sigma_{cp} \leq \sigma_{c,lim} \quad f_{cvd} = \sqrt{f_{ctd,pl}^2 + \sigma_{cp} f_{ctd,pl}} \quad (12.5)$$

$$\text{si } \sigma_{cp} > \sigma_{c,lim} \quad f_{cvd} = \sqrt{f_{ctd,pl}^2 + \sigma_{cp} f_{ctd,pl} - \left(\frac{\sigma_{cp} - \sigma_{c,lim}}{2} \right)^2} \quad (12.6)$$

$$\sigma_{c,lim} = f_{cd,pl} - 2\sqrt{f_{ctd,pl}(f_{ctd,pl} + f_{cd,pl})} \quad (12.7)$$

donde

f_{cvd} es la resistencia de cálculo del hormigón a cortante y compresión;

$f_{cd,pl}$ es la resistencia de cálculo del hormigón a compresión;

$f_{ctd,pl}$ es la resistencia de cálculo del hormigón a tracción.

(3) Se puede considerar un elemento de hormigón como no fisurado en el estado límite último si permanece completamente bajo compresión o si el valor absoluto de la tensión principal de tracción σ_{ct1} no es mayor que $f_{ctd,pl}$.

12.6.4 Torsión

(1) Normalmente, no se deberían proyectar elementos fisurados para resistir momentos de torsión, a menos que se pueda justificar.

12.6.5 Estados límites últimos inducidos por deformación estructural (pandeo)**12.6.5.1 Esbeltez de pilares y muros**

(1) La esbeltez de un pilar o muro se obtiene de:

$$\lambda = l_0 / i \quad (12.8)$$

donde

i es el radio mínimo de giro;

l_0 es la longitud de pandeo eficaz, que se puede suponer igual a:

$$l_0 = \beta \cdot l_w \quad (12.9)$$

donde

l_w altura libre del elemento;

β coeficiente que depende de las condiciones de apoyo:

en pilares, se debería suponer en general $\beta = 1$;

en pilares y muros con un extremo empotrado y el otro extremo libre, $\beta = 2$;

en otros muros, los valores de β se indican en la tabla 12.1.

Tabla 12.1 – Valores de β para diferentes condiciones de borde

Tipo de arriostramiento lateral	Esquema	Ecuación	Coeficiente β	
Arriostrado en dos lados			$\beta = 1,0$ para cualquier relación de l_w/b	
Arriostrado en tres lados		$\beta = \frac{1}{1 + \left(\frac{l_w}{3b}\right)^2}$	b/l_w	β
Arriostrado en cuatro lados		$\beta = \frac{1}{1 + \left(\frac{l_w}{b}\right)^2}$	0,2	0,26
			0,4	0,59
			0,6	0,76
			0,8	0,85
			1,0	0,90
			1,5	0,95
Arriostrado en cuatro lados		$\beta = \frac{b}{2l_w}$	2,0	0,97
			5,0	1,00
			0,2	0,10
			0,4	0,20
			0,6	0,30
			0,8	0,40
Arriostrado en cuatro lados		$\beta = \frac{b}{2l_w}$	1,0	0,50
			1,5	0,69
			2,0	0,80
			5,0	0,96

(A) Forjado (B) Lado libre (C) Muro transversal

NOTA La información indicada en la tabla 12.1 supone que el muro no tiene huecos con una altura mayor que 1/3 de la altura del muro l_w o con una superficie mayor que 1/10 de la superficie del muro. En muros arriostrados en 3 ó 4 lados con huecos que superan estos límites, se deberían considerar las partes entre las aberturas como arriostradas solamente en 2 lados, y dimensionar de acuerdo con ello.

(2) Se deberían aumentar los valores de β de forma apropiada si la capacidad de apoyo transversal está afectada por ranuras o huecos.

(3) Un muro transversal se puede considerar como un arriostramiento si:

- su canto total no es menor que $0,5h_w$ donde h_w es el canto total del muro arriostrado;
- tiene la misma altura l_w que el muro arriostrado;
- su longitud l_{ht} es al menos igual a $l_w/5$, siendo l_w la altura libre del muro arriostrado;
- dentro de la longitud l_{ht} el muro transversal no tiene ningún hueco.

(4) En el caso de que un muro conectado mediante empotramiento rígido en su base y su coronación, por hormigón *in situ* y armadura que puedan resistir completamente los momentos de empotramiento, se pueden multiplicar los valores de β indicados en la tabla 12.1 por un coeficiente de 0,85.

(5) La esbeltez de los muros de hormigón fabricados *in situ* no debería, en general, superar $\lambda = 86$ (por ejemplo $l_0 / h_w = 25$).

12.6.5.2 Método simplificado de cálculo para muros y pilares

(1) En ausencia de un método más riguroso, el valor de cálculo de la resistencia en términos de fuerza axial para un muro esbelto o pilar en hormigón en masa se puede calcular de la siguiente manera:

$$N_{Rd} = b \times h_w \times f_{cd,pl} \times \Phi \quad (12.10)$$

donde

N_{Rd} es la resistencia axial;

b es la anchura total de la sección transversal;

h_w es el canto total de la sección transversal;

Φ coeficiente que considera la excentricidad, incluyendo los efectos de segundo orden y efectos normales de fluencia; véase a continuación.

Para elementos arriostrados, el coeficiente se puede tomar Φ como:

$$\Phi = 1,14 \times (1 - 2e_{tot} / h_w) - 0,02 \times l_0 / h_w \leq (1 - 2e_{tot} / h_w) \quad (12.11)$$

donde

$$e_{tot} = e_o + e_i \quad (12.12)$$

e_o es la excentricidad de primer orden incluyendo, cuando sea apropiado, los efectos de los forjados (por ejemplo posibles momentos de empotramiento transmitidos al muro desde el forjado) y de las acciones horizontales;

e_i es la excentricidad adicional que considera los efectos de imperfecciones geométricas, véase el apartado 5.2.

(2) Se pueden usar otros métodos simplificados si se asegura que quedan del lado de la seguridad respecto a un método riguroso conforme al apartado 5.8.

12.7 Estados límite de servicio (ELS)

(1) Las tensiones se deberían comprobar donde sean esperables coacciones estructurales.

(2) Se deberían considerar las siguientes medidas para asegurar un comportamiento en servicio adecuado:

a) respecto a la formación de fisuras

- limitación de las tensiones de tracción del hormigón a valores admisibles;
- disposición de armadura secundaria (armadura de piel, sistemas de atado donde sea necesario);
- disposición de juntas;
- elección de tecnología del hormigón (por ejemplo una correcta dosificación del hormigón, o el curado);
- elección de un procedimiento de construcción adecuado.

b) respecto a la limitación de las deformaciones:

- un tamaño mínimo de la sección (véase 12.9 siguiente);
- limitación de esbeltez en el caso de elementos en compresión.

(3) Cualquier armadura dispuesta en elementos de hormigón en masa, aunque no se tenga en cuenta su capacidad resistente, debería cumplir con el apartado 4.4.1.

12.9 Detalles constructivos de los elementos y reglas particulares

12.9.1 Elementos estructurales

- (1) El canto total h_w de un muro no debería ser menor que 120 mm para muros de hormigón fabricados *in situ*.
- (2) Cuando se incluyan las ranuras y los huecos en el cálculo, se deberían realizar comprobaciones que aseguren una adecuada resistencia y estabilidad del elemento.

12.9.2 Juntas de construcción

- (1) Cuando se espera que surjan tensiones de tracción en el hormigón en juntas de construcción, se debería detallar la armadura para controlar la fisuración.

12.9.3 Zapatas corridas y aisladas

- (1) En ausencia de datos más precisos, las zapatas corridas y aisladas cargadas axialmente se pueden calcular y construir en hormigón en masa si se asegura que:

$$\frac{0,85 \cdot h_F}{a} \geq \sqrt{(3\sigma_{gd}/f_{ctd,pl}} \quad (12.13)$$

donde

h_F es el canto de la cimentación;

a es la distancia al borde a partir de la cara del pilar (véase la figura 12.2);

σ_{gd} es el valor de cálculo de la presión del terreno;

$f_{ctd,pl}$ es el valor de cálculo de la resistencia a tracción del hormigón (con las mismas unidades que σ_{gd}).

De forma simplificada, se puede tomar $h_F/a \geq 2$.

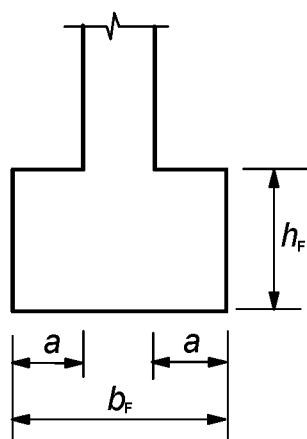


Figura 12.2 – Símbolos para zapatas de hormigón sin armar

ANEXO A (Informativo)

MODIFICACIÓN DE LOS COEFICIENTES PARCIALES DE SEGURIDAD DE LOS MATERIALES

A.1 Generalidades

(1) Los coeficientes parciales de seguridad de los materiales indicados en el apartado 2.4.2.4 corresponden a desviaciones geométricas de Clase 1 en la Norma Experimental ENV 13670-1 y un nivel normal de cualificación del personal e inspección (por ejemplo Clase de Inspección 2 en la Norma Experimental ENV 13670-1).

(2) En este anexo informativo se ofrecen recomendaciones para los coeficientes parciales de seguridad reducidos para los materiales. Es posible obtener reglas más detalladas sobre procedimientos de control en las normas de producto de elementos prefabricados.

NOTA Para más información véase el anexo B de la Norma EN 1990.

A.2 Estructuras de hormigón *in situ*

A.2.1 Reducción basada en el control de calidad y desviaciones reducidas

(1) Si la ejecución está sometida a un sistema de control de calidad que asegure que las desviaciones desfavorables en las dimensiones de una sección transversal se encuentran dentro del rango de las desviaciones reducidas indicadas en la tabla A.1, se puede reducir el coeficiente parcial de seguridad de la armadura a $\gamma_{s,red1}$.

Tabla A.1 – Desviaciones reducidas

h o b (mm)	Desviaciones reducidas (mm)	
	Dimensiones de la sección transversal $\pm \Delta h, \Delta b$ (mm)	Posición de la armadura $+\Delta c$ (mm)
≤ 150	5	5
400	10	10
$\geq 2\,500$	30	20
NOTA 1 Se puede emplear una interpolación lineal para valores intermedios.		
NOTA 2 $+\Delta c$ se refiere al valor medio de las barras de la armadura pasiva o de la armadura activa en la sección transversal o sobre la anchura de un metro (por ejemplo losas y muros).		

NOTA El valor de $\gamma_{s,red1}$ para su uso en un país se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado es 1,1.

(2) Bajo las condiciones indicadas en el punto (1) del apartado A.2.1, y si se demuestra que el coeficiente de variación de la resistencia del hormigón no es mayor del 10%, se puede reducir el coeficiente parcial de seguridad para el hormigón a $\gamma_{c,red1}$.

NOTA El valor de $\gamma_{c,red1}$ para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado es 1,4.

A.2.2 Reducción basada en el uso de datos geométricos reducidos o medidos en el cálculo

(1) Si el cálculo de la resistencia de cálculo se basa en datos geométricos críticos, incluyendo el canto útil (véase la figura A.1), que son:

- reducidos mediante desviaciones, o
- medidos en la estructura terminada,

entonces los coeficientes parciales de seguridad se pueden reducir a $\gamma_{s,red2}$ y $\gamma_{c,red2}$.

NOTA Los valores de $\gamma_{s,red2}$ y $\gamma_{c,red2}$ para su uso en un Estado se pueden encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado de $\gamma_{s,red2}$ es de 1,05 y el de $\gamma_{c,red2}$ es de 1,45.

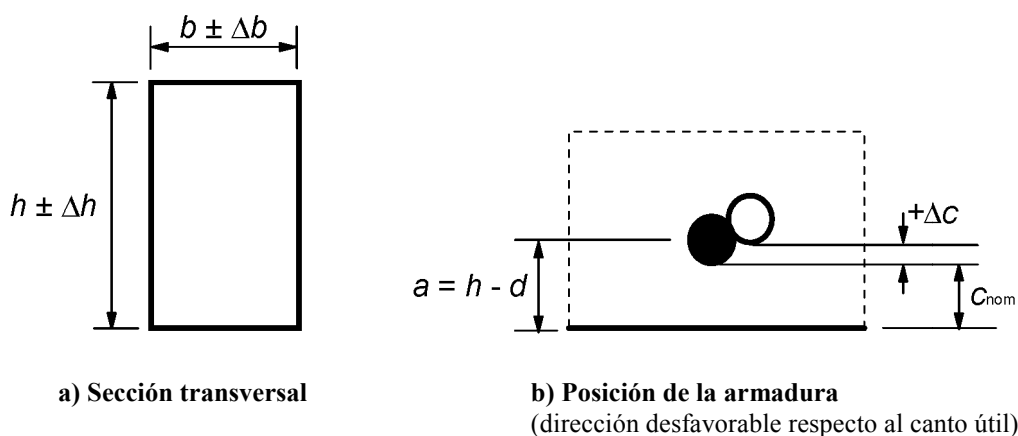


Figura A.1 – Desviaciones en secciones transversales

(2) Bajo las condiciones indicadas en el punto A.2.2 (1) y si se asegura que el coeficiente de variación de la resistencia del hormigón no es mayor que el 10%, se puede reducir el coeficiente parcial de seguridad del para hormigón a $\gamma_{c,red3}$.

NOTA El valor de $\gamma_{c,red3}$ para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado es 1,35.

A.2.3 Reducción basada en la evaluación de la resistencia del hormigón de la estructura terminada

(1) Para valores de resistencia del hormigón basados en ensayos realizados en una estructura o elemento terminado, véanse las Normas EN 13791⁵⁾ y EN 206-1, así como las normas de producto relevantes, se puede reducir γ_c mediante el coeficiente de transformación η .

NOTA El valor de η para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado es 0,85.

El valor de γ_c al cual se aplica esta reducción se puede también reducir, conforme al apartado A.2.1 o A.2.2. Sin embargo, el valor resultante del coeficiente parcial de seguridad no se debería tomar menor que $\gamma_{c,red4}$.

NOTA El valor de $\gamma_{c,red4}$ para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado es 1,3.

5) EN 13791 *Evaluación de la resistencia a compresión in situ en estructuras y elementos prefabricados de hormigón.*

A.3 Productos prefabricados

A.3.1 Generalidades

(1) Estas disposiciones se aplican a los productos descritos en el capítulo 10, ligados a los sistemas de aseguramiento de la calidad y una verificación de la conformidad.

NOTA El control de la producción en fábrica de productos prefabricados con marcado CE se certifica mediante un organismo notificado (nivel del sistema de conformidad 2+).

A.3.2 Coeficientes parciales de seguridad de los materiales

(1) Se pueden usar los coeficientes parciales de seguridad reducidos para materiales $\gamma_{C,red}$ y $\gamma_{S,red}$ conforme a las reglas indicadas en el capítulo A.2 si su uso se justifica mediante procedimientos de control adecuados.

(2) En las normas de producto se proporcionan las recomendaciones para el control de producción en fábrica requerido para permitir el uso de coeficientes parciales de seguridad reducidos de los materiales. Las recomendaciones generales se proporcionan en la Norma EN 13369.

A.4 Elementos prefabricados

(1) Las reglas indicadas en el capítulo A.2 para estructuras de hormigón *in situ* también se aplican a los elementos prefabricados de hormigón definidos en el apartado 10.1.1.

ANEXO B (Informativo)

DEFORMACIÓN UNITARIA POR FLUENCIA Y RETRACCIÓN

B.1 Ecuaciones básicas para determinar el coeficiente de fluencia

(1) El coeficiente de fluencia $\varphi(t, t_0)$ se puede calcular a partir de:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) \quad (\text{B.1})$$

donde

φ_0 es el coeficiente básico de fluencia y se puede estimar a partir de:

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \quad (\text{B.2})$$

φ_{RH} es un coeficiente que considera el efecto de la humedad relativa en el coeficiente básico de fluencia

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH / 100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \quad \text{para } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \quad (\text{B.3a})$$

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - RH / 100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 \quad \text{para } f_{cm} > 35 \text{ MPa} \quad (\text{B.3b})$$

RH es la humedad relativa ambiental, en porcentaje (%)

$\beta(f_{cm})$ es un coeficiente que considera el efecto de la resistencia de hormigón en el coeficiente básico de fluencia

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} \quad (\text{B.4})$$

f_{cm} es la resistencia media a compresión del hormigón a la edad de 28 días, en MPa

$\beta(t_0)$ es un coeficiente que considera el efecto de la edad del hormigón al aplicar la primera carga en el coeficiente básico de fluencia

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0,1 + t_0^{0,20})} \quad (\text{B.5})$$

h_0 es el espesor medio del elemento, en mm, donde

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} \quad (\text{B.6})$$

A_c es el área de la sección transversal

u es el perímetro del elemento en contacto con la atmósfera

$\beta_c(t, t_0)$ es un coeficiente que describe el desarrollo de la fluencia con el tiempo después de aplicar la carga, y se puede estimar usando la ecuación siguiente:

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{(\beta_H + t - t_0)} \right]^{0,3} \quad (\text{B.7})$$

t es la edad del hormigón en días en el momento considerado

t_0 es la edad del hormigón en el momento de puesta en carga, en días

$t - t_0$ es la duración no ajustada de la carga, en días

β_H es un coeficiente que depende de la humedad relativa (RH , en %) y del espesor teórico del elemento (h_0 , en mm). Se puede estimar a partir de:

$$\beta_H = 1,5 \left[1 + (0,012 RH)^{18} \right] h_0 + 250 \leq 1\,500 \quad \text{para } f_{cm} \leq 35 \quad (\text{B.8a})$$

$$\beta_H = 1,5 \left[1 + (0,012 RH)^{18} \right] h_0 + 250 \alpha_3 \leq 1\,500 \alpha_3 \quad \text{para } f_{cm} \geq 35 \quad (\text{B.8b})$$

$\alpha_{1/2/3}$ son coeficientes que consideran la influencia de la resistencia del hormigón

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7} \quad \alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2} \quad \alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,5} \quad (\text{B.8c})$$

(2) Se puede tener en cuenta el efecto del tipo de cemento [véase el punto (6) del apartado 3.1.2] en el coeficiente de fluencia del hormigón modificando la edad del hormigón en el momento de aplicación de la carga, t_0 , en la ecuación (B.5) conforme a la siguiente ecuación:

$$t_0 = t_{0,T} \cdot \left(\frac{9}{2 + t_{0,T}^{1,2}} + 1 \right)^\alpha \geq 0,5 \quad (\text{B.9})$$

donde

$t_{0,T}$ es la edad del hormigón en el momento de aplicación de la carga ajustada en función de la temperatura, conforme a la ecuación (B.10)

α es un exponente que depende del tipo de cemento

= -1 para cementos de Clase *S*

= 0 para cementos de Clase *N*

= 1 para cementos de Clase *R*

(3) Se puede tener en cuenta el efecto de las temperaturas elevadas o reducidas dentro del rango 0 °C a 80 °C en la madurez del hormigón ajustando la edad del hormigón conforme a la siguiente ecuación:

$$t_T = \sum_{i=1}^n e^{-(4\,000/[273+T(\Delta t_i)]-13,65)} \cdot \Delta t_i \quad (\text{B.10})$$

donde

t_T es la edad del hormigón ajustada en función de la temperatura que reemplaza a t en las correspondientes ecuaciones

$T(\Delta t_i)$ es la temperatura en °C durante el periodo de tiempo Δt_i

Δt_i es el número de días en que predomina la temperatura T

El coeficiente medio de variación de la fluencia derivada de la formulación anterior, respecto a la obtenida en una base de datos informatizada de resultados de ensayos en laboratorio, es del orden del 20%.

Se deberían asociar los valores de $\varphi(t, t_0)$ indicados anteriormente con el módulo tangente E_c . Si se consideran aceptables unos valores menos precisos, se pueden adoptar los indicados en la figura 3.1 del apartado 3.1.4 para la fluencia del hormigón a 70 años.

B.2 Ecuaciones básicas para determinar la deformación unitaria de retracción por secado

La deformación unitaria básica de retracción por secado $\varepsilon_{cd,0}$ se calcula a partir de

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \left[(220 + 110 \times \alpha_{ds1}) \times \exp \left(-\alpha_{ds2} \times \frac{f_{cm}}{f_{cmo}} \right) \right] \times 10^{-6} \times \beta_{RH} \quad (B.11)$$

$$\beta_{RH} = 1,55 \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] \quad (B.12)$$

donde

f_{cm} es la resistencia a compresión media (MPa)

$f_{cmo} = 10 \text{ MPa}$

α_{ds1} es un coeficiente que depende del tipo de cemento [véase el punto (6) del apartado 3.1.2]

= 3 para cementos de Clase *S*

= 4 para cementos de Clase *N*

= 6 para cementos de Clase *R*

α_{ds2} es un coeficiente que depende del tipo de cemento

= 0,13 para cementos de Clase *S*

= 0,12 para cementos de Clase *N*

= 0,11 para cementos de Clase *R*

RH es la humedad relativa ambiental (%)

$RH_0 = 100\%$

NOTA Exp { } tiene el mismo significado que $e^{(\cdot)}$.

ANEXO C (Normativo)

PROPIEDADES DEL ACERO PARA ARMAR APTO PARA SU USO CON ESTE EUROCÓDIGO

C.1 Generalidades

(1) La tabla C.1 proporciona las propiedades del acero para armaduras apto para su uso con este Eurocódigo. Dichas propiedades son válidas para el rango temperaturas entre $-40\text{ }^{\circ}\text{C}$ y $100\text{ }^{\circ}\text{C}$ para la armadura en la estructura terminada. Cualquier doblado y soldadura de la armadura realizada *in situ* debería tener un rango de temperaturas más restrictivo, como el permitido por la Norma EN 13670.

Tabla C.1 – Propiedades del acero para armar

Forma del producto		Barras y redondos desenrollados			Mallas electrosoldadas			Requisito o cuantil (%)
Clase		A	B	C	A	B	C	-
Límite elástico característico f_{yk} o $f_{0,2k}$ (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
Deformación unitaria característica a fuerza máxima, ϵ_{uk} (%)		≥ 2,5	≥ 5,0	≥ 7,5	≥ 2,5	≥ 5,0	≥ 7,5	10,0
Capacidad de doblado		Ensayo de doblado / desdoblado			—			
Resistencia a cortante		—			0,3 A f_{yk} (A es el área del alambre)			Mínimo
Desviación máxima de la masa nominal (barra o alambre individual) (%)	Tamaño nominal de barra (mm) ≤ 8 > 8	± 6,0 ± 4,5						5,0

NOTA Los valores para el rango de tensiones de fatiga con un límite superior de βf_{yk} y para el área mínima de la corruga para su uso en cada Estado pueden encontrarse en su anexo nacional. Los valores recomendados se indican en la tabla C.2N. El valor de β para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado es 0,6.

Tabla C.2N – Propiedades del acero para armar

Forma del producto		Barras y redondos desenrollados			Mallas electrosoldadas			Requisito o cuantil (%)
Clase		A	B	C	A	B	C	–
Rango de la tensión de fatiga (MPa) (para $N \geq 2 \times 10^6$ ciclos) con un límite superior βf_{yk}		≥ 150			≥ 100			10,0
Adherencia: Área mínima relativa de corrugas, $f_{R,min}$.	Tamaño nominal de barra (mm) 5 - 6 6,5 a 12 > 12				0,035 0,040 0,056			5,0

Fatiga: Las excepciones a las reglas de fatiga para su uso en un Estado se pueden encontrar en su anexo nacional. Las excepciones recomendadas se refieren a las armaduras definidas para cargas predominantemente estáticas, o si se demuestra mediante ensayos que se pueden aplicar valores mayores del rango de tensiones de fatiga y/o el número de ciclos. En el último caso, los valores de la tabla 6.3 se pueden modificar de acuerdo con ello. Tales ensayos deberían ser conformes con la Norma EN 10080.

Adherencia: Cuando se pueda demostrar que se puede conseguir la suficiente resistencia de adherencia con valores de f_R inferiores a los especificados anteriormente, éstos valores pueden rebajarse. Con el fin de asegurar que se alcanza la suficiente resistencia de adherencia, las tensiones de adherencia deberían satisfacer las ecuaciones recomendadas (C.1N) y (C.2N) cuando se ensayan mediante el ensayo de viga CEB/RILEM:

$$\tau_m \geq 0,098 (80 - 1,2 \phi) \quad (\text{C.1N})$$

$$\tau_r \geq 0,098 (130 - 1,9 \phi) \quad (\text{C.2N})$$

donde

ϕ es el tamaño nominal de la barra (mm);

τ_m es el valor medio de la tensión de adherencia (MPa) a 0,01, 0,1 y 1 mm de deslizamiento;

τ_r es la tensión de adherencia en rotura por deslizamiento.

(2) Los valores de f_{yk} , k y ϵ_{uk} indicados en la tabla C.1 son valores característicos. El máximo porcentaje de resultados de ensayos inferior al valor característico se indica para cada uno de los valores característicos en la columna de la derecha de la tabla C1.

(3) La Norma EN 10080 no especifica el cuantil para valores característicos, ni la evaluación de los resultados de los ensayos individuales.

Con el fin de poder suponer el cumplimiento de los niveles de calidad a largo plazo indicados en la tabla C.1, se deberían aplicar los siguientes límites en los resultados de ensayos:

- en el caso en que todos los resultados de los ensayos individuales de una unidad de ensayo superen el valor característico (o que sean menores que el valor característico en el caso en que sea un máximo de f_{yk} o k) se puede considerar que la unidad de ensayo cumple con los requisitos especificados.
- los valores individuales del límite elástico f_y y ϵ_u deberían ser mayores que los valores mínimos y menores que los valores máximos. Además, el valor medio, M , de una unidad de ensayo debería satisfacer la ecuación.

$$M \geq C_v + a \quad (\text{C.3})$$

donde

C_v es el valor característico a largo plazo;

a es un coeficiente que depende del parámetro considerado.

NOTA 1 El valor de a para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado para f_{yk} es 10 MPa y para ambos k y ϵ_{uk} es 0.

NOTA 2 Los valores mínimos y máximos de f_{yk} , k y ϵ_{uk} para su uso en un Estado se pueden encontrar en su anexo nacional. Los valores recomendados se indican en la tabla C.3N.

Tabla C.3N – Límites absolutos en resultados de ensayos

Característica de prestaciones	Valor mínimo	Valor máximo
Límite elástico	$0,97 \times C_v$ mínimo	$1,03 \times C_v$ máximo
k	$0,98 \times C_v$ mínimo	$1,02 \times C_v$ máximo
ϵ_{uk}	$0,80 \times C_v$ mínimo	No aplicable

C.2 Resistencia

(1)P El límite elástico convencional máximo $f_{y,m\acute{a}x.}$ no debería superar $1,3 f_{yk}$.

C.3 Capacidad de doblado

(1)P Se debe comprobar la capacidad de doblado mediante los ensayos de doblado y desdoblado conforme a las Normas EN 10080 y EN ISO 15630-1. En el caso en que las comprobaciones se realicen mediante un solo ensayo de desdoblado, el tamaño del mandril no debe ser superior al especificado para doblado en la tabla 8.1N de este Eurocódigo. Con el fin de asegurar la capacidad de doblado no debe ser visible ninguna fisura después del primer doblado.

ANEXO D (Informativo)

MÉTODO DE CÁLCULO DETALLADO PARA LAS PÉRDIDAS
POR RELAJACIÓN DEL ACERO PRETENSADO

D.1 Generalidades

(1) En el caso de que las pérdidas por relajación se calculen para diferentes intervalos de tiempo (etapas) donde las tensiones en la armadura activa no son constantes, debido por ejemplo al acortamiento elástico del hormigón, se debería adoptar un método de tiempo equivalente.

(2) El concepto del método de tiempo equivalente se ilustra en la figura D.1, donde a tiempo t_i hay una deformación instantánea de la armadura activa, siendo:

$\sigma_{p,i}^-$ es la tensión de tracción en la armadura activa justo antes de t_i ;

$\sigma_{p,i}^+$ es la tensión de tracción en la armadura activa justo después de t_i ;

$\sigma_{p,i-1}^+$ es la tensión de tracción en la armadura activa en la etapa precedente;

$\Delta\sigma_{pr,i-1}$ es el valor absoluto de la pérdida de relajación durante la etapa precedente;

$\Delta\sigma_{pr,i}$ es el valor absoluto de la pérdida de relajación de la etapa considerada.

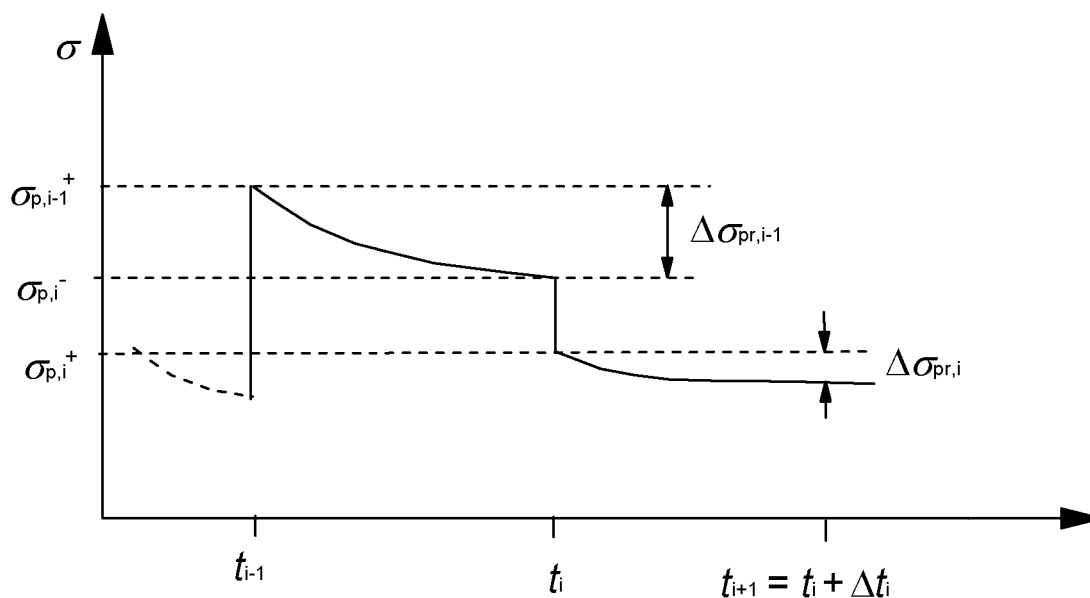


Figura D.1 – Método de tiempo equivalente

- (3) Sea $\sum_1^{i-1} \Delta \sigma_{pr,j}$ la suma de todas las pérdidas de relajación de las etapas precedentes, y t_e definido como el tiempo equivalente (en horas) necesario para obtener esta suma de pérdidas de relajación que verifica las funciones temporales por relajación indicadas en el punto (7) del apartado 3.3.2 con una tensión inicial igual a $\sigma_{p,i}^+ + \sum_1^{i-1} \Delta \sigma_{pr,j}$, y

$$\mu = \frac{\sigma_{p,i}^+ + \sum_1^{i-1} \Delta \sigma_{pr,j}}{f_{pk}}$$

- (4) Por ejemplo, para una armadura activa de Clase 2, t_e , viene dado por la ecuación (3.29), la cual se convierte en:

$$\sum_1^{i-1} \Delta \sigma_{pr,j} = 0,66 \rho_{1000} e^{9,09\mu} \left(\frac{t_e}{1000} \right)^{0,75(1-\mu)} \left\{ \sigma_{p,i}^+ + \sum_1^{i-1} \Delta \sigma_{pr,j} \right\} 10^{-5} \quad (D.1)$$

- (5) Después de resolver la ecuación anterior para t_e , la misma fórmula se puede aplicar con el fin de estimar la pérdida de relajación en la etapa considerada, $\Delta \sigma_{pr,i}$ (donde el tiempo equivalente t_e se suma al intervalo temporal del tiempo 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) El mismo principio se aplica para las tres clases de armaduras activas.

ANEXO E (Informativo)**CLASES DE RESISTENCIA INDICATIVAS PARA DURABILIDAD****E.1 Generalidades**

(1) La elección de un hormigón de durabilidad adecuada para la protección frente a la corrosión de la armadura y al ataque al hormigón, requiere considerar su composición. Esto puede requerir una resistencia a compresión del hormigón mayor que la requerida por el cálculo estructural. La relación entre las clases resistentes de hormigón y las clases de exposición (véase la tabla 4.1) se puede describir mediante clases resistentes indicativas.

(2) Cuando la resistencia seleccionada es mayor que la requerida por el cálculo estructural, se debería utilizar el valor de f_{ctm} con la mayor resistencia en el cálculo de la armadura mínima conforme a los apartados 7.3.2 y 9.2.1.1, y en el control de la abertura de fisura conforme a los apartados 7.3.3 y 7.3.4.

NOTA Los valores de las clases resistentes indicativas para su uso en un Estado se pueden encontrar en su anexo nacional. Los valores recomendados se aportan en la tabla E.1N.

Tabla E.1N – Clases de resistencia indicativas

	Clases de exposición conforme a la tabla 4.1									
Corrosión										
	Corrosión provocada por carbonatación				Corrosión provocada por cloruros			Corrosión provocada por cloruros de origen marino		
	XC1	XC2	XC3	XC4	XD1	XD2	XD3	XS1	XS2	XS3
Clase de resistencia indicativa	C20/25	C25/30	C30/37		C30/37		C35/45	C30/37	C35/45	
Daños al hormigón										
	Sin riesgo	Ataque por hielo/deshielo				Ataque químico				
	X0	XF1	XF2	XF3	XA1	XA2	XA3			
Clase de resistencia indicativa	C12/15	C30/37	C25/30	C30/37	C30/37			C35/45		

ANEXO F (Informativo)

ECUACIONES DE LA ARMADURA DE TRACCIÓN EN CONDICIONES DE TENSIÓN PLANA

F.1 Generalidades

(1) Este anexo no incluye ecuaciones para armaduras de compresión.

(2) La armadura de tracción en un elemento sometido a tensiones planas ortogonales σ_{Edx} , σ_{Edy} y τ_{Edxy} se puede calcular utilizando el procedimiento que figura a continuación. Las tensiones de compresión se deberían tomar como positivas, con $\sigma_{Edx} > \sigma_{Edy}$, y la dirección de la armadura debería coincidir con los ejes x e y .

Las resistencias a tracción proporcionadas por la armadura se deberían determinar a partir de:

$$f_{tdx} = \rho_x f_{yd} \quad y \quad f_{tdy} = \rho_y f_{yd} \quad (F.1)$$

donde ρ_x y ρ_y son las cuantías geométricas de la armadura en los ejes x e y respectivamente.

(3) En regiones donde tanto σ_{Edx} como σ_{Edy} son compresiones y $\sigma_{Edx} \cdot \sigma_{Edy} > \tau_{Edxy}^2$, no se requiere armadura de cálculo. Sin embargo, la tensión máxima de compresión no debería ser mayor que f_{cd} (véase 3.1.6).

(4) En regiones donde σ_{Edy} es una tracción o $\sigma_{Edx} \cdot \sigma_{Edy} \leq \tau_{Edxy}^2$, se requiere armadura.

La armadura óptima, designada por el índice superior ', y la tensión de hormigón relacionada se determina por:

Para $\sigma_{Edx} \leq |\tau_{Edxy}|$

$$f'_{tdx} = |\tau_{Edxy}| - \sigma_{Edx} \quad (F.2)$$

$$f'_{tdy} = |\tau_{Edxy}| - \sigma_{Edy} \quad (F.3)$$

$$\sigma_{cd} = 2 |\tau_{Edy}| \quad (F.4)$$

Para $\sigma_{Edx} > |\tau_{Edxy}|$

$$f'_{tdx} = 0 \quad (F.5)$$

$$f'_{tdy} = \frac{\tau_{Edxy}^2}{\sigma_{Edx}} - \sigma_{Edy} \quad (F.6)$$

$$\sigma_{cd} = \sigma_{Edx} \left(1 + \left(\frac{\tau_{Edxy}}{\sigma_{Edx}} \right)^2 \right) \quad (F.7)$$

Se debería comprobar la tensión del hormigón, σ_{cd} , con un modelo realista de secciones fisuradas (véase la Norma EN 1992-2) pero en general no debería superar $v f_{cd}$. [v se puede obtener a partir de la ecuación (6.5)].

NOTA Se obtiene la armadura mínima si las direcciones de armado son idénticas a las direcciones de las tensiones principales.

Alternativamente, para el caso general, la armadura necesaria y la tensión del hormigón se pueden obtener de:

$$f_{tdx} = |\tau_{Edxy}| \cot \theta - \sigma_{Edx} \quad (F.8)$$

$$f_{tdy} = |\tau_{Edxy}| \cot \theta - \sigma_{Edy} \quad (F.9)$$

$$\sigma_{cd} = |\tau_{Edxy}| \left(\cot \theta + \frac{1}{\cot \theta} \right) \quad (F.10)$$

donde θ es el ángulo de la tensión principal de compresión en el hormigón respecto al eje x.

NOTA El valor de $\cot \theta$ se debería seleccionar para evitar los valores de compresión de f_{td} .

Con el fin de evitar fisuras inaceptables en el estado límite de servicio y para asegurar la capacidad de deformación requerida para el estado límite último, la armadura obtenida de las ecuaciones (F.8) y (F.9) para cada dirección no debería superar el doble ni ser menor que la mitad de la armadura obtenida de las ecuaciones (F2) y (F3) o (F5) y (F6). Estas limitaciones se expresan mediante $\frac{1}{2} f'_{tdx} \leq f_{tdx} \leq 2 f'_{tdx}$ y $\frac{1}{2} f'_{tdy} \leq f_{tdy} \leq 2 f'_{tdy}$.

(5) La armadura debería estar completamente anclada en todos los bordes libres, por ejemplo mediante barras en U o de forma similar.

ANEXO G (Informativo)
INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

G.1 Cimentaciones superficiales**G.1.1 Generalidades**

- (1) Se debería considerar la interacción entre el terreno, la cimentación y la superestructura. Tanto la distribución de la presión de contacto sobre las cimentaciones como las fuerzas en los pilares dependen de los asientos relativos.
- (2) En general el problema se puede resolver asegurando que los desplazamientos y reacciones asociadas entre el terreno y la estructura sean compatibles.
- (3) Aunque el procedimiento general anteriormente expuesto es adecuado, siguen existiendo muchas incertidumbres debidas a la secuencia de carga y a los efectos de fluencia. Por esta razón, se suelen definir diferentes niveles de cálculo dependiendo del grado de idealización de los modelos mecánicos.
- (4) Si la superestructura se considera flexible, entonces las cargas transmitidas no dependen de los asientos relativos, porque la estructura no tiene rigidez. En este caso las cargas no son desconocidas, y el problema se reduce al cálculo de una cimentación en un terreno deformado.
- (5) Si la superestructura se considera rígida, entonces se pueden obtener las cargas de cimentación desconocidas imponiendo la condición de que los asientos deberían ser coplanarios. Se debería comprobar que esta rigidez se mantiene hasta alcanzar el estado límite último.
- (6) Un esquema más simplificado surge si se puede suponer que el sistema de cimentación es rígido o que el terreno en que se apoya es muy rígido. En ambos casos los asientos relativos se pueden ignorar y no se requiere modificación alguna de las cargas transmitidas a partir de la superestructura.
- (7) Para determinar la rigidez aproximada del sistema estructural, se puede realizar un cálculo comparando la rigidez de la cimentación, los elementos que enmarcan la superestructura y los muros de cortante, con la rigidez del terreno. Esta rigidez relativa K_R determinará si la cimentación o el sistema estructural se deberían considerar rígidos o flexibles. La ecuación siguiente se puede usar para estructuras de edificios:

$$K_R = (EJ)_S / (El^3) \quad (G.1)$$

donde

$(EJ)_S$ es el valor aproximado de la rigidez a flexión por unidad de anchura de la estructura del edificio que se considera, obtenido sumando la rigidez a flexión de la cimentación de cada elemento de pórtico y cada muro de cortante;

E es el módulo de deformación del terreno;

l es la longitud de la cimentación.

Una rigidez relativa mayor que 0,5 indica sistemas estructurales rígidos.

G.1.2 Niveles de cálculo

(1) A efectos de proyecto se permiten los siguientes niveles de cálculo:

Nivel 0: En este nivel, se puede suponer una distribución lineal de presiones.

Se deberían cumplir las siguientes condiciones previas:

- la presión de contacto no supera los valores de cálculo tanto para estados límite últimos como de servicio;
- en el estado límite de servicio, el sistema estructural no se ve afectado por los asientos, o los asientos diferenciales esperados no son significativos;
- en el estado límite último, el sistema estructural tiene una capacidad de deformación plástica suficiente que hace que las diferencias en los asientos no afecten al cálculo.

Nivel 1: Se puede determinar la presión de contacto teniendo en cuenta la rigidez relativa entre la cimentación y el terreno, y las consecuentes deformaciones evaluadas para comprobar que se encuentran dentro de límites aceptables.

Se deberían cumplir las siguientes condiciones previas:

- existe suficiente experiencia para demostrar que el comportamiento en servicio de la superestructura no se va a ver afectado por la deformación del terreno;
- en el estado límite último, el sistema estructural tiene un comportamiento dúctil adecuado.

Nivel 2: En este nivel de cálculo, se tiene en cuenta la influencia de las deformaciones del terreno en la superestructura. La estructura se calcula bajo la deformación impuesta de la cimentación para determinar los ajustes en las cargas aplicadas a las cimentaciones. Si los ajustes producidos son significativos (por ejemplo $> |10| \%$) entonces se debería adoptar un nivel 3 de cálculo.

Nivel 3: Este es un procedimiento de interacción completa que tiene en cuenta la estructura, sus cimentaciones y el suelo.

G.2 Cimentaciones sobre pilotes

(1) Si el encepado es rígido, se puede suponer una variación lineal de los asientos de los pilotes individuales, que depende de la rotación del encepado. Si esta rotación es nula o puede ignorarse, entonces se puede suponer un mismo asiento en todos los pilotes. Se pueden calcular las cargas de pilotes y el asiento del grupo de pilotes a partir de las ecuaciones de equilibrio.

(2) Sin embargo, en el caso de un encepado flexible, la interacción no solo se produce entre pilotes individuales, sino también entre el encepado y los pilotes, y no se dispone de un enfoque simplificado para analizar este problema.

(3) La respuesta de un grupo de pilotes a cargas horizontales involucra, generalmente, no solo la rigidez lateral del terreno circundante y de los pilotes, sino también su rigidez axial (por ejemplo una carga lateral en grupos de pilotes produce tracciones y compresiones en los pilotes de borde).

ANEXO H (Informativo)

EFECTOS GLOBALES DE SEGUNDO ORDEN EN ESTRUCTURAS

H.1 Criterio para despreciar los efectos globales de segundo orden

H.1.1 Generalidades

(1) El capítulo H.1 proporciona un criterio para estructuras donde no se cumplen las condiciones indicadas en el punto (1) del apartado 5.8.3.3. Este criterio se basa en el punto (6) del apartado 5.8.2 y tiene en cuenta las deformaciones producidas por la flexión global y por el esfuerzo cortante, como se ilustra en la figura H.1.

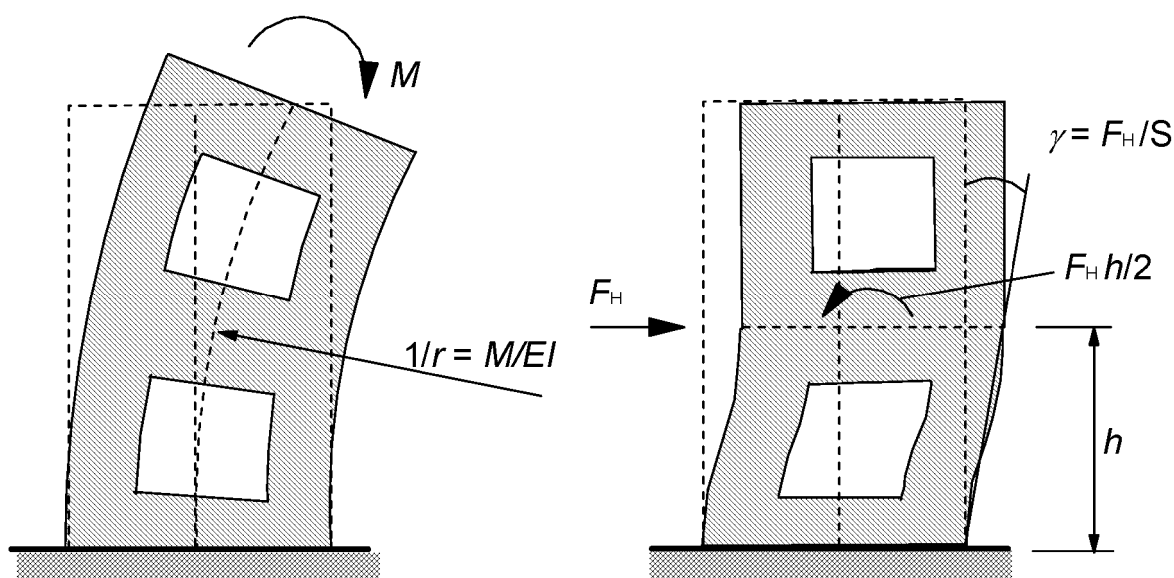


Figura H.1 – Definición de las deformaciones producidas por la flexión global y por el esfuerzo cortante ($1/r$ y γ respectivamente) y su correspondiente rigidez (EI y S respectivamente)

H.1.2 Sistema de arriostramiento sin deformaciones significativas de cortante

(1) Para un sistema arriostrado sin deformaciones de cortante significativas (por ejemplo muros de cortante sin aberturas), se pueden ignorar los efectos globales de segundo orden si:

$$F_{V,Ed} \leq 0,1 \cdot F_{V,BB} \quad (H.1)$$

donde

$F_{V,Ed}$ es la carga vertical total tanto en los elementos arriostrados como en los de arriostramiento;

$F_{V,BB}$ es la carga nominal global de pandeo para flexión global, véase el punto (2).

(2) La carga nominal global de pandeo para flexión global se puede tomar como:

$$F_{V,BB} = \xi \cdot \sum EI / L^2 \quad (H.2)$$

donde

ξ es un coeficiente que depende del número de pisos, la variación de la rigidez, la rigidez de la coacción en la base y la distribución de carga; véase el punto (4);

$\sum EI$ es la suma de las rigideces a flexión de elementos de arriostramiento en la dirección considerada, incluyendo posibles efectos de fisuración; véase el punto (3);

L es la altura total del edificio por encima del nivel de empotramiento.

(3) En ausencia de una evaluación más precisa de la rigidez, se puede usar la siguiente hipótesis para un elemento de arriostramiento con sección fisurada:

$$EI \approx 0,4 E_{cd} I_c \quad (H.3)$$

donde

$E_{cd} = E_{cm} / \gamma_{CE}$ valor de cálculo del módulo de elasticidad del hormigón, véase el punto (3) del apartado 5.8.6;

I_c momento de inercia del área del elemento de arriostramiento.

Si se demuestra que la sección transversal no está fisurada en el estado límite último, entonces se puede reemplazar el valor de 0,4 en la ecuación (H.3) por 0,8.

(4) Si los elementos de arriostramiento tienen una rigidez constante a lo largo de la altura y la carga vertical total aumenta en la misma cantidad por piso, entonces se puede considerar ξ como

$$\xi = 7,8 \cdot \frac{n_s}{n_s + 1,6} \cdot \frac{1}{1 + 0,7 \cdot k} \quad (H.4)$$

donde

n_s es el número de pisos;

k es la flexibilidad relativa de la coacción del momento; véase el punto (5).

(5) La flexibilidad relativa de la coacción del momento en la base se define como:

$$k = (\theta / M) \cdot (EI / L) \quad (H.5)$$

donde

θ es la rotación para el momento flector M ;

EI es la rigidez conforme al punto (3);

L es la altura total del elemento de arriostramiento.

NOTA Para $k = 0$, es decir, empotramiento rígido las ecuaciones desde (H.1) hasta (H.4) se pueden combinar en la ecuación (5.18) donde el coeficiente 0,31 se obtiene de $0,1 \cdot 0,4 \cdot 7,8 \approx 0,31$.

H.1.3 Sistema de arriostramiento con deformaciones de cortante globales significativas

(1) Se pueden ignorar los efectos globales de segundo orden si se cumple la siguiente condición:

$$F_{V,Ed} \leq 0,1 \cdot F_{V,B} = 0,1 \cdot \frac{F_{V,BB}}{1 + F_{V,BB} / F_{V,BS}} \quad (H.6)$$

donde

$F_{V,B}$ es la carga global de pandeo tomando en cuenta el momento y el cortante globales;

$F_{V,BB}$ es la carga global de pandeo para flexión pura, véase el punto (2) del apartado H.1.2;

$F_{V,BS}$ es la carga global de pandeo para cortante puro $F_{V,BS} = \Sigma S$;

ΣS es la rigidez total a cortante (fuerza por ángulo de cortante) de las unidades de arriostramiento (véase la figura H.1).

NOTA Normalmente, la deformación global de cortante de una unidad de arriostramiento se rige principalmente por las deformaciones por flexión locales (véase la figura H.1). Por lo tanto, en ausencia de un cálculo más preciso, se puede tener en cuenta la fisuración para S de la misma manera que para EI ; véase el punto (3) del apartado H.1.2.

H.2 Métodos para el cálculo de los efectos globales de segundo orden

(1) Este capítulo se basa en un cálculo lineal de segundo orden según 5.8.7. Se pueden considerar los efectos globales de segundo orden analizando la estructura para fuerzas horizontales ficticias y aumentadas $F_{H,Ed}$:

$$F_{H,Ed} = \frac{F_{H,0Ed}}{1 - F_{V,Ed} / F_{V,B}} \quad (H.7)$$

donde

$F_{H,0Ed}$ es la fuerza horizontal de primer orden producida por el viento, las imperfecciones, etc.;

$F_{V,Ed}$ es la carga vertical total sobre los elementos de arriostramiento y los arriostrados;

$F_{V,B}$ es la carga nominal global de pandeo, véase el punto (2).

(2) La carga de pandeo $F_{V,B}$ se puede determinar conforme al apartado H.1.3 (o al apartado H.1.2 si las deformaciones globales de cortante son despreciables). Sin embargo, en este caso, se deberían usar los valores nominales de la rigidez conforme al apartado 5.8.7.2, incluyendo el efecto de la fluencia.

(3) En los casos en que la carga de pandeo $F_{V,B}$ no esté definida, se puede usar en su lugar la siguiente ecuación:

$$F_{H,Ed} = \frac{F_{H,0Ed}}{1 - F_{H,1Ed} / F_{H,0Ed}} \quad (H.8)$$

donde

$F_{H,1Ed}$ es la fuerza horizontal ficticia que produce los mismos momentos de flexión que la carga vertical $N_{V,Ed}$ actuando en la estructura deformada, con la deformación producida por $F_{H,0Ed}$ (deformación de primer orden), y calculada con los valores nominales de rigidez, conforme al apartado 5.8.7.2.

NOTA La ecuación (H.8) se deduce de un cálculo numérico paso a paso, donde el efecto de la carga vertical y los incrementos de deformación, expresados como fuerzas horizontales equivalentes, se añaden en iteraciones consecutivas. Los incrementos formarán una serie geométrica después de unas cuantas iteraciones. Suponiendo que esto sucede incluso en la primera iteración [lo cual es igual que suponer $\beta = 1$ en el punto (3) del apartado 5.8.7.3], la suma se puede expresar como en la ecuación (H.8). Esta hipótesis requiere que los valores de rigidez que representan el estado final de las deformaciones se usen en todas las iteraciones (es importante señalar que ésta es también la hipótesis básica supuesta en el cálculo basado en los valores de rigidez nominales).

En otros casos, por ejemplo si se suponen secciones no fisuradas en la primera iteración y se produce la fisuración en iteraciones posteriores, o si la distribución de fuerzas horizontales equivalentes se modifica de manera significativa en las primeras iteraciones, se tienen que incluir entonces más iteraciones en el cálculo, hasta que se cumpla la hipótesis de una serie geométrica. Un ejemplo con dos iteraciones más que en la ecuación (H.8) es:

$$F_{H,Ed} = F_{H,0Ed} + F_{H,1Ed} + F_{H,2Ed} / (1 - F_{H,3Ed} / F_{H,2Ed})$$

ANEXO I (Informativo)

CÁLCULO DE LOSAS PLANAS Y MUROS DE CORTANTE

I.1 Losas planas

I.1.1 Generalidades

- (1) Para los propósitos de este capítulo las losas planas pueden tener un espesor uniforme o bien pueden incorporar ábacos (incrementos de canto sobre soportes).
- (2) Las losas planas se deberían calcular mediante un método probado de cálculo, como el emparrillado (en el cual la placa se idealiza como un conjunto de elementos discretos interconectados), elementos finitos, líneas de rotura o pórticos virtuales. Se deberían emplear unas propiedades apropiadas tanto geométricas como de material.

I.1.2 Cálculo de pórticos equivalentes

- (1) La estructura se debería dividir longitudinal y transversalmente en pórticos que consisten en pilares y secciones de losas contenidas entre las líneas centrales de los paneles contiguos (zona delimitada por cuatro pilares contiguos). La rigidez de los elementos se puede calcular a partir de sus secciones transversales brutas. En el caso de cargas verticales la rigidez puede basarse en la anchura completa de los paneles. En el caso de cargas horizontales se debería usar el 40% de este valor para reflejar el aumento de la flexibilidad de las juntas pilar/losa en las estructuras de losa plana comparadas con las juntas de pilares/vigas. Se debería usar la carga total sobre el panel para el cálculo en cada dirección.
- (2) Los momentos totales de flexión obtenidos del cálculo se deberían distribuir a lo largo de la anchura de la losa. En análisis elástico los momentos negativos tienden a concentrarse hacia los ejes de los pilares.
- (3) Se debería considerar que los paneles están divididos en pilares y bandas centrales (véase la figura I.1) y los momentos de flexión se deberían repartir como se indica en la tabla I.1.

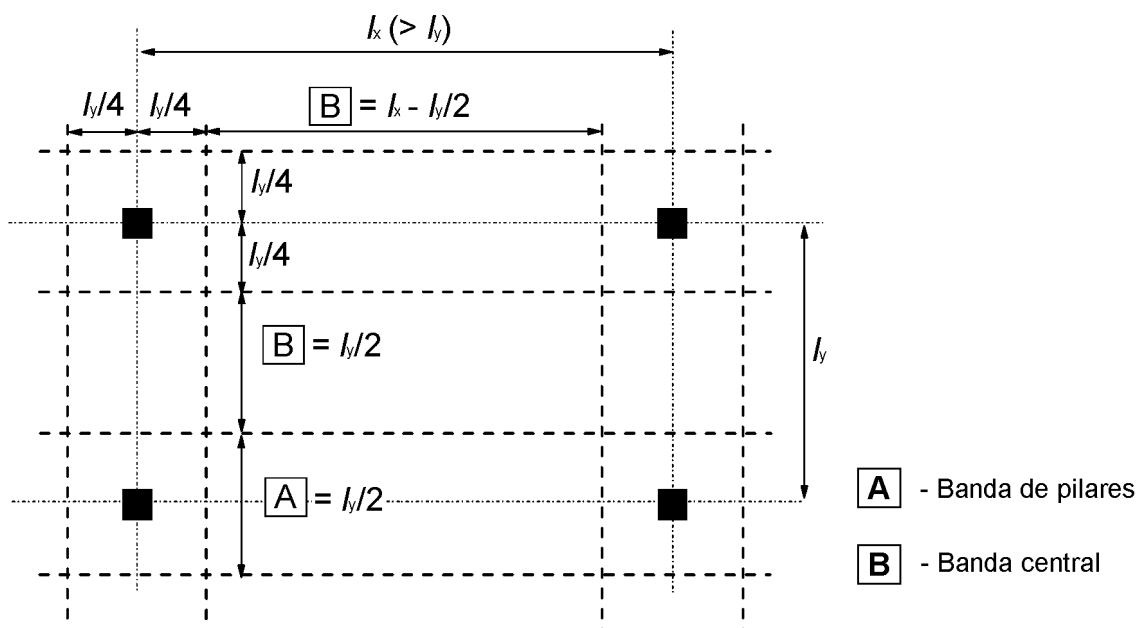


Figura I.1 – División de paneles en losas planas

NOTA Cuando se usan ábacos de anchura $> (l_y/3)$ las bandas de pilares pueden tomarse como la anchura de los ábacos. Se debería ajustar la anchura de las bandas centrales como corresponda.

Tabla I.1 – Reparto simplificado de momentos flectores en una losa plana

	Momentos negativos	Momentos positivos
Banda de pilares	60% - 80%	50% - 70%
Banda central	40% - 20%	50% - 30%
NOTA Los momentos positivos y negativos totales que deben ser resistidos por el conjunto de bandas de pilares y centrales deberían sumar siempre un total del 100%.		

(4) Cuando la anchura de la banda del pilar sea diferente de $0,5 l_x$, tal como se muestra (por ejemplo) en la figura I.1 y se iguale a la anchura del ábaco, se debería ajustar la anchura de la banda central como corresponda.

(5) A no ser que haya vigas de perímetro adecuadamente proyectadas a torsión, deberían limitarse los momentos transferidos a pilares de borde o de esquina al momento resistente de una sección rectangular igual a $0,17 b_e d^2 f_{ck}$ (véase la figura 9.9 para la definición de b_e). El momento positivo en el vano se debería ajustar como corresponda.

I.1.3 Distribución irregular de los pilares

(1) Cuando, debido a la distribución irregular de los pilares, no se pueda calcular razonablemente una losa plana a partir del método del pórtico equivalente, se puede usar un emparrillado u otro método elástico. En ese caso la siguiente aproximación simplificada será normalmente suficiente:

- i) se calcula la losa con la carga completa, $\gamma_Q Q_k + \gamma_G G_k$ en todos los dinteles;
- ii) se deberían aumentar los momentos en centros de vano y sobre los pilares para considerar los efectos de la distribución de cargas. Esto se puede lograr cargando un dintel (o dinteles) crítico con $\gamma_Q Q_k + \gamma_G G_k$ y el resto de la losa con $\gamma_G G_k$. Cuando se puedan producir variaciones significativas en la carga permanente entre dinteles, se debería tomar γ_G como 1 en los dinteles sin carga;
- iii) así, se pueden aplicar de modo similar los efectos de esta carga particular a otros dinteles y pilares críticos.

(2) Se deberían aplicar las restricciones indicadas en el punto (5) del apartado I.1.2 relativas a la transferencia de momentos a pilares de borde.

I.2 Muros de cortante

(1) Los muros de cortante son muros de hormigón en masa o armado que contribuyen a la estabilidad lateral de la estructura.

(2) Se debería obtener la carga lateral que cada muro de cortante resiste en una estructura a partir de un cálculo global de la estructura, teniendo en cuenta las cargas aplicadas, las excentricidades de las cargas respecto al centro de cortantes de la estructura, y la interacción entre los diferentes muros estructurales.

(3) Se deberían considerar los efectos de asimetría de la carga de viento (véase la Norma EN 1991-1-4).

(4) Se deberían tener en cuenta los efectos combinados de la carga axil y el esfuerzo cortante.

(5) Además de otros criterios de comportamiento en servicio indicados en este Eurocódigo, se debería también considerar el efecto de la oscilación de los muros de cortante en los ocupantes de la estructura (véase la Norma EN 1990).

(6) En el caso de estructuras de edificios que no superen los 25 pisos, cuando la disposición en planta de los muros es razonablemente simétrica y los muros no tienen aberturas que produzcan deformaciones significativas globales de cortante, la carga lateral que puede resistir un muro de cortante se puede obtener de la siguiente ecuación:

$$P_n = \frac{P(EI)_n}{\Sigma(EI)} \pm \frac{(Pe)y_n(EI)_n}{\Sigma(EI)y_n^2} \quad (I.1)$$

donde

P_n = es la carga lateral en el muro 'n';

$(EI)_n$ es la rigidez del muro 'n';

P es la carga aplicada;

e es la excentricidad de la carga P respecto al centro de gravedad de la rigidez (véase la figura I.3);

y_n es la distancia del muro 'n' al centro de gravedad de la rigidez.

(7) Si se combinan elementos con y sin deformaciones de cortante significativas en el sistema de arriostramiento, el cálculo debería tener en cuenta tanto la deformación de cortante como la de flexión.

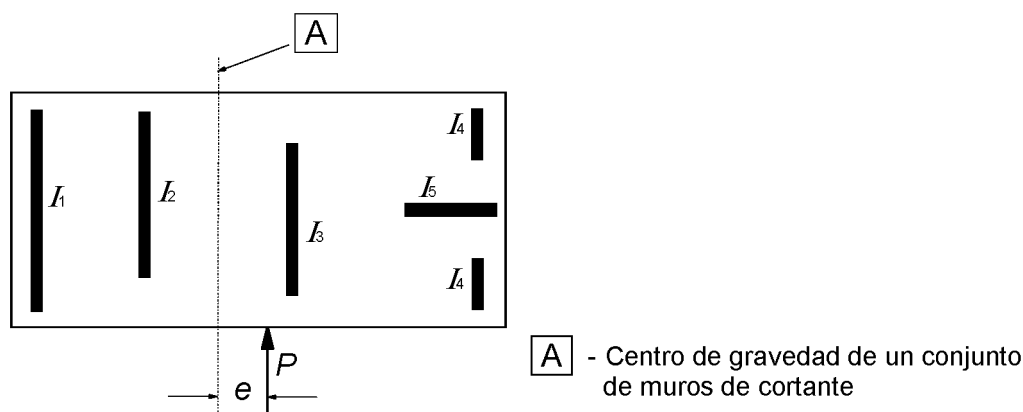


Figura I.3 – Excentricidad de la carga respecto al centro de gravedad de muros de cortante

ANEXO J (Informativo)

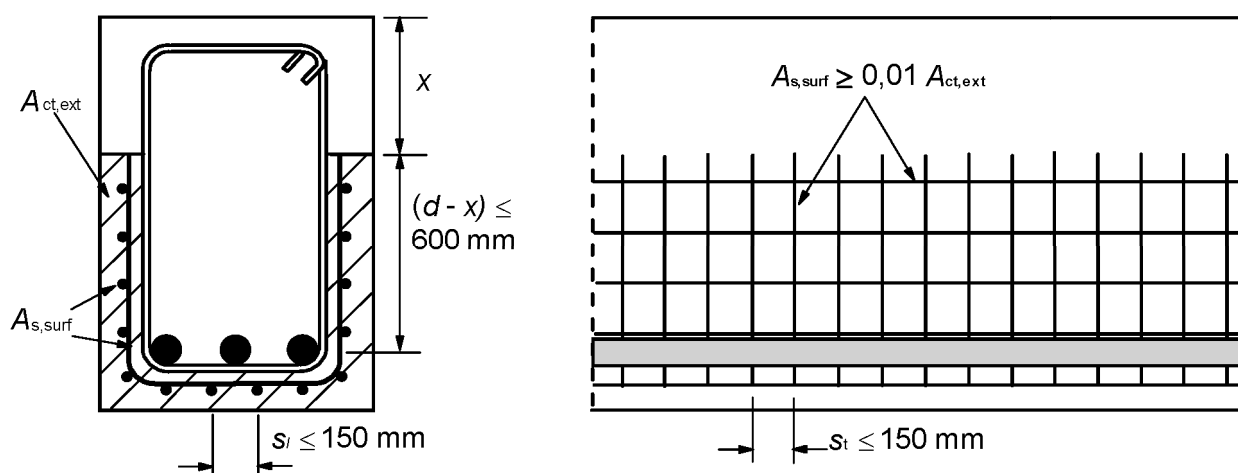
REGLAS DE DETALLES CONSTRUCTIVOS PARA SITUACIONES PARTICULARES

J.1 Armadura de piel

(1) Se debería usar armadura de piel para resistir el desconchado superficial del hormigón cuando la armadura principal esté constituida por:

- barras con un diámetro mayor que 32 mm; o
- grupos de barras con un diámetro equivalente mayor que 32 mm (véase 8.8).

La armadura de piel debería consistir en una malla metálica o en barras de pequeño diámetro, y disponerse fuera de los cercos, como se indica en la figura J.1.



x es la profundidad de la fibra neutra en ELU

Figura J.1 – Ejemplo de armadura de piel

(2) El área de la armadura de piel $A_{s,surf}$ no debería ser menor que $A_{s,surf,min}$ en las ambas direcciones, paralela y ortogonal a la armadura de tracción de la viga.

NOTA El valor de $A_{s,surf,min}$ para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado es $0,01 A_{ct,ext}$, donde $A_{ct,ext}$ es el área en tracción del hormigón externa a los cercos (véase la figura J.1).

(3) Donde el recubrimiento de la armadura sea mayor que 70 mm, se debería usar una armadura de piel similar para mejorar la durabilidad, con una superficie de $0,005 A_{ct,ext}$ en cada dirección.

(4) El recubrimiento mínimo que se necesita para la armadura de piel se indica en el apartado 4.4.1.2.

(5) Las barras longitudinales de la armadura de piel se pueden tener en cuenta como armadura longitudinal de flexión y las barras transversales como armadura de cortante, siempre y cuando cumplan con los requisitos para la colocación y el anclaje de estos tipos de armadura.

J.2 Esquinas de pórticos

J.2.1 Generalidades

(1) La resistencia del hormigón $\sigma_{Rd,max}$ se debería determinar conforme al apartado 6.5.2 (zonas comprimidas con o sin armadura transversal).

J.2.2 Esquinas de pórticos con momentos negativos

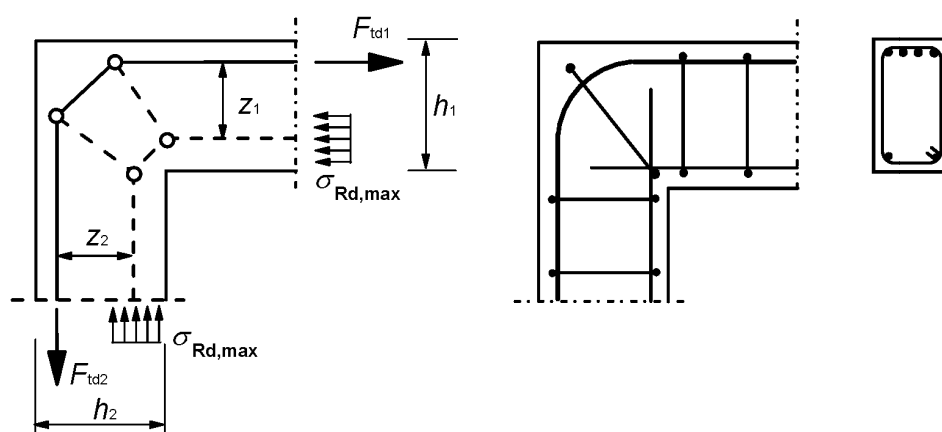
(1) Para cantos aproximadamente iguales de pilar y viga ($2/3 < h_2/h_1 < 3/2$) [véase la figura J.2 (a)] no se requiere comprobación de los cercos o estribos o de las longitudes de anclaje dentro de la unión viga-soporte, siempre y cuando toda la armadura de tracción de la viga se doble alrededor de la esquina.

(2) La figura J.2 (b) muestra un modelo de bielas y tirantes para $h_2/h_1 < 2/3$ para un rango limitado de $\tan\theta$.

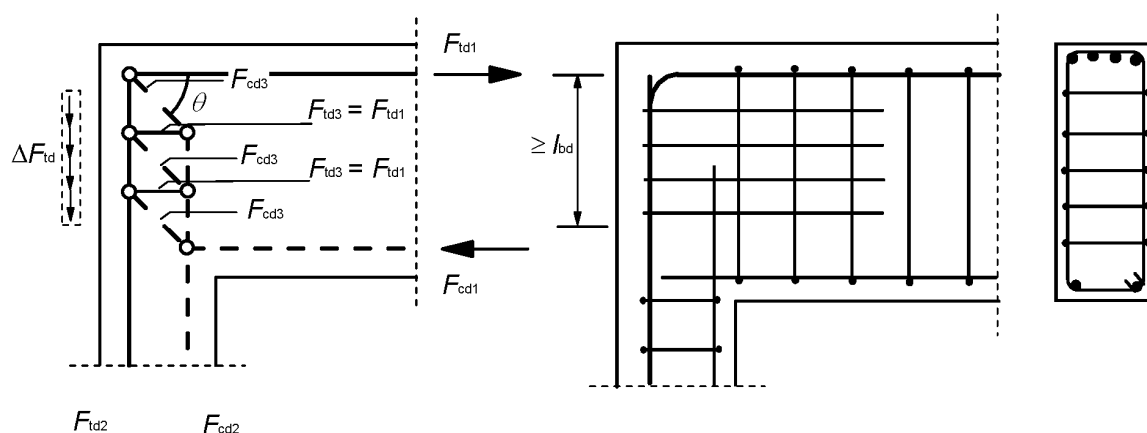
NOTA Los valores de los límites de $\tan\theta$ para su uso en un Estado se pueden encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado del límite inferior es 0,4 y el valor recomendado del límite superior es 1.

(3) La longitud de anclaje l_{bd} se debería determinar a través de la fuerza $\Delta F_{td} = F_{td2} - F_{td1}$.

(4) Se debería disponer armadura para las fuerzas transversales de tracción, perpendiculares al plano del nudo.



(a) Cantos similares de viga y pilar



(b) Cantos muy diferentes de viga y pilar

Figura J.2 – Esquinas de pórticos con momentos negativos. Modelo y armadura

J.2.3 Esquinas de pórticos con momentos positivos

(1) Para cantos aproximadamente iguales de pilar y viga, se pueden usar los modelos de bielas y tirantes indicados en las figuras J.3 (a) y J.4 (a). Se debería disponer la armadura en forma de bucle en la zona de la esquina o formada por dos barras en U solapadas, en combinación con cercos inclinados como se indica en las figuras J.4 (b) y (c).

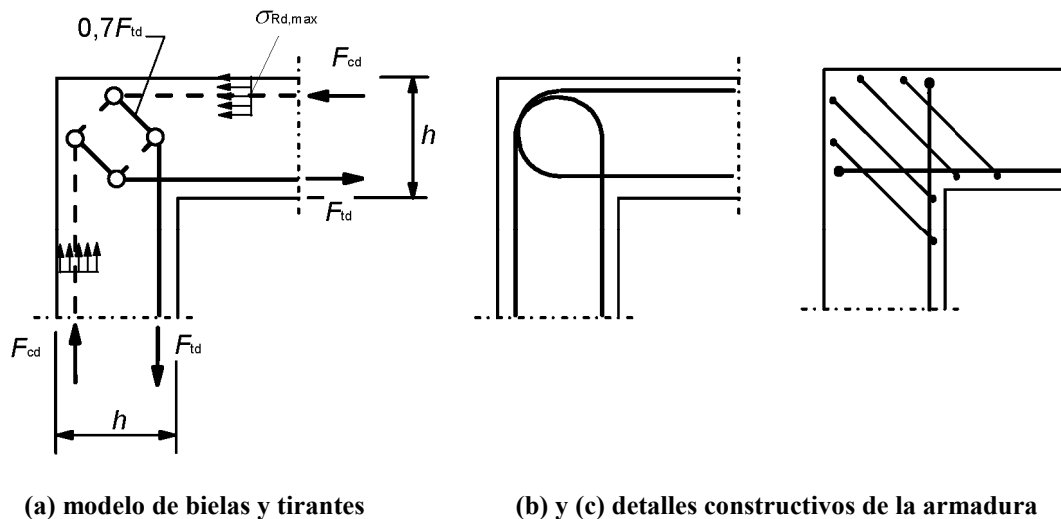


Figura J.3 – Esquinas de pórticos con momentos positivos moderados (por ejemplo, $A_s/bh \leq 2\%$)

(2) En el caso de momentos positivos grandes, se debería considerar disponer una barra diagonal y cercos para prevenir el hendimiento, como se indica en la figura J.4.

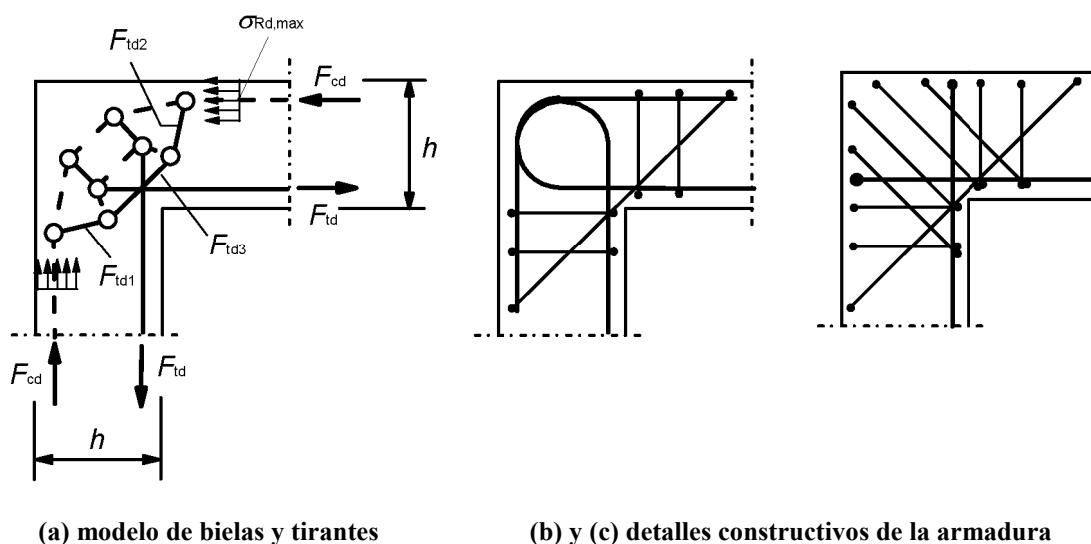


Figura J.4 – Esquinas de pórticos con momentos positivos grandes (por ejemplo, $A_s/bh \geq 2\%$)

J.3 Ménsulas cortas

(1) Las ménsulas cortas ($a_c < z_0$) se pueden proyectar usando un modelo de bielas y tirantes como se describe en el apartado 6.5 (véase la figura J.5). La inclinación de las bielas está limitada a $1,0 \leq \tan \theta \leq 2,5$.

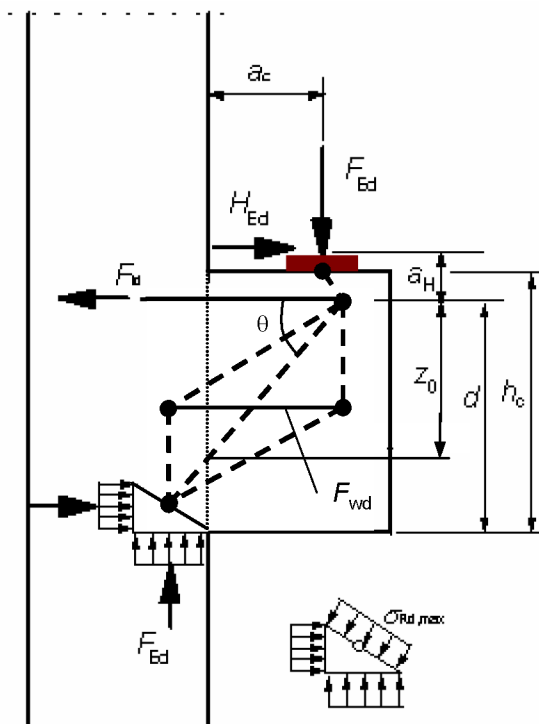


Figura J.5 – Modelo de bielas y tirantes para ménsula corta

(2) Si $a_c < 0,5 h_c$ se deberían disponer cercos horizontales o inclinados con $A_{s,lnk} \geq k_1 A_{s,main}$ además de la armadura de tracción principal [véase la figura J.6 (a)].

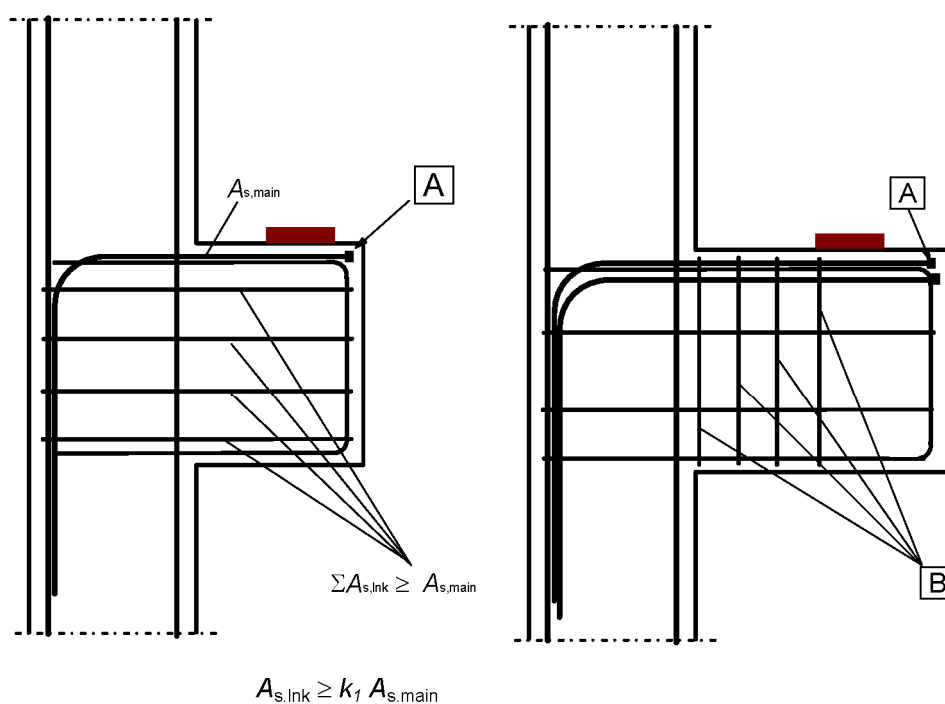
NOTA El valor de k_1 para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado es 0,25.

(3) Si $a_c > 0,5 h_c$ y $F_{Ed} > V_{Rd,c}$ (véase 6.2.2), se deberían disponer cercos verticales $A_{s,lnk} \geq k_2 F_{Ed}/f_{yd}$ además de la armadura de tracción principal [véase la figura J.6 (b)].

NOTA El valor de k_2 para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado es 0,5.

(4) La armadura de tracción principal se debería anclar en ambos lados. Debería anclarse en el elemento de apoyo en la cara más alejada, y la longitud de anclaje se debería medir a partir de la posición de la armadura vertical en la cara más cercana. La armadura debería anclarse en la ménsula corta y la longitud de anclaje se debería medir a partir de la cara interna de la placa de carga.

(5) Si hay requisitos especiales para limitación de fisuras, los estribos inclinados serán eficaces.



A - Dispositivos de anclaje o barras en U **B** - Cercos

(a) Armadura para $a_c \leq 0,5 h_c$

(b) Armadura para $a_c > 0,5$

Figura J.6 – Detalle de las ménsulas cortas

AENOR Asociación Española de
Normalización y Certificación

Génova, 6
28004 MADRID-España

info@aenor.es
www.aenor.es

Tel.: 902 102 201
Fax: 913 104 032