

Anejo 19

Proyecto de estructuras de hormigón. Reglas generales y reglas para edificación

Anejo 19

Proyecto de estructuras de hormigón. Reglas generales y reglas para edificación

Contenido

1	GENERALIDADES.....	13
1.1	ALCANCE.....	13
1.1.1	<i>Alcance de los Anejos 19 a 21 del Código Estructural sobre Proyecto de estructuras de hormigón. 13</i>	
1.1.2	<i>Alcance del Anejo 19</i>	<i>13</i>
1.2	NORMATIVA DE REFERENCIA	14
1.3	HIPÓTESIS	14
1.5	DEFINICIONES.....	14
1.5.1	<i>Generalidades</i>	<i>14</i>
1.5.2	<i>Términos y definiciones adicionales utilizadas en este anejo.....</i>	<i>14</i>
1.5.2.1	Estructuras prefabricadas	15
1.5.2.2	Elementos de hormigón en masa o ligeramente armados.....	15
1.5.2.3	Armadura activa no adherente y armadura activa exterior	15
1.5.2.4	Pretensado.	15
1.6	NOTACIÓN.....	15
2	BASES DE CÁLCULO.....	20
2.1	REQUISITOS	20
2.1.1	<i>Requisitos básicos</i>	<i>20</i>
2.1.2	<i>Gestión de la fiabilidad.....</i>	<i>20</i>
2.1.3	<i>Vida útil de proyecto, durabilidad y gestión de la calidad.....</i>	<i>20</i>
2.2	PRINCIPIOS DEL CÁLCULO EN ESTADOS LÍMITE	20
2.3	VARIABLES BÁSICAS	21
2.3.1	<i>Acciones e influencia de las condiciones ambientales.....</i>	<i>21</i>
2.3.1.1	Generalidades	21
2.3.1.2	Efectos térmicos.....	21
2.3.1.3	Asientos/movimientos diferenciales	21
2.3.1.4	Pretensado	22
2.3.2	<i>Propiedades de materiales y productos</i>	<i>22</i>
2.3.2.1	Generalidades	22
2.3.2.2	Retracción y fluencia	22
2.3.3	<i>Deformaciones del hormigón</i>	<i>23</i>
2.3.4	<i>Parámetros geométricos</i>	<i>23</i>
2.3.4.1	Generalidades	23
2.3.4.2	Requisitos complementarios para pilotes ejecutados in situ	24
2.4	COMPROBACIÓN MEDIANTE EL MÉTODO DE LOS COEFICIENTES PARCIALES DE SEGURIDAD	24
2.4.1	<i>Generalidades</i>	<i>24</i>
2.4.2	<i>Valores de cálculo.....</i>	<i>24</i>
2.4.2.1	Coeficiente parcial de seguridad para la retracción	24
2.4.2.2	Coeficientes parciales de seguridad para el pretensado	24
2.4.2.3	Coeficiente parcial de seguridad para las cargas de fatiga.....	24
2.4.2.4	Coeficientes parciales de seguridad para los materiales.....	25
2.4.2.5	Coeficientes parciales de seguridad para los materiales en cimentaciones.....	25
2.4.2.6	Modificación del coeficiente parcial de seguridad del acero	25

2.4.2.7	Modificación del coeficiente parcial de seguridad del hormigón.....	26
2.4.3	<i>Combinación de acciones</i>	27
2.4.4	<i>Comprobación del equilibrio estático - EQU</i>	27
2.5	PROYECTO ASISTIDO POR ENSAYOS	27
2.6	REQUISITOS COMPLEMENTARIOS PARA CIMENTACIONES	27
2.7	REQUISITOS PARA FIJACIONES	28
3	MATERIALES	28
3.1	HORMIGÓN	28
3.1.1	<i>Generalidades</i>	28
3.1.2	<i>Resistencia</i>	28
3.1.3	<i>Deformación elástica</i>	31
3.1.4	<i>Fluencia y retracción</i>	33
3.1.5	<i>Diagrama tensión-deformación para el análisis no lineal.</i>	37
3.1.6	<i>Resistencias de cálculo a compresión y tracción</i>	38
3.1.7	<i>Diagrama tensión-deformación para el cálculo de secciones transversales</i>	39
3.1.8	<i>Resistencia a flexo-tracción</i>	41
3.1.9	<i>Hormigón confinado</i>	41
3.2	ACERO PARA ARMADURAS PASIVAS.....	42
3.2.1	<i>Generalidades</i>	42
3.2.2	<i>Propiedades</i>	42
3.2.3	<i>Resistencia</i>	43
3.2.4	<i>Características de ductilidad</i>	43
3.2.5	<i>Soldaduras</i>	44
3.2.6	<i>Fatiga</i>	46
3.2.7	<i>Hipótesis de cálculo</i>	46
3.3	ACERO PARA ARMADURAS ACTIVAS.....	47
3.3.1	<i>Generalidades</i>	47
3.3.2	<i>Propiedades</i>	47
3.3.3	<i>Hipótesis de cálculo</i>	47
3.3.4	<i>Armadura activa en vainas</i>	48
3.4	DISPOSITIVOS DE PRETENSADO.....	49
3.4.1	<i>Anclajes y acopladores</i>	49
3.4.1.1	<i>Generalidades</i>	49
3.4.2	<i>Armaduras activas externas no adherentes</i>	49
3.4.2.1	<i>Generalidades</i>	49
3.4.2.2	<i>Anclajes</i>	49
4	DURABILIDAD Y RECUBRIMIENTO DE LAS ARMADURAS	50
4.1	GENERALIDADES	50
4.2	CONDICIONES AMBIENTALES	50
4.3	REQUISITOS PARA LA DURABILIDAD	54
4.4	MÉTODOS DE COMPROBACIÓN	54
4.4.1	<i>Recubrimiento del hormigón</i>	54
4.4.1.1	<i>Generalidades</i>	54

4.4.1.2	Recubrimiento mínimo, <i>c_{min}</i>	54
4.4.1.3	Tolerancias en el cálculo para las desviaciones de la ejecución	57
5	ANÁLISIS ESTRUCTURAL	58
5.1	GENERALIDADES	58
5.1.1	<i>Requisitos generales</i>	58
5.1.2	<i>Requisitos especiales para las cimentaciones</i>	59
5.1.3	<i>Hipótesis de carga y combinaciones</i>	59
5.1.4	<i>Efectos de segundo orden</i>	59
5.2	IMPERFECCIONES GEOMÉTRICAS.....	59
5.3	MODELIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA	62
5.3.1	<i>Modelos estructurales para análisis globales.</i>	62
5.3.2	<i>Parámetros geométricos</i>	63
5.3.2.1	Ancho eficaz de las alas (en todos los estados límite).....	63
5.3.2.2	Luz efectiva de vigas y losas en edificación	64
5.4	ANÁLISIS ELÁSTICO LINEAL.....	66
5.5	ANÁLISIS ELÁSTICO LINEAL CON REDISTRIBUCIONES LIMITADAS	66
5.6	ANÁLISIS PLÁSTICO	67
5.6.1	<i>Generalidades</i>	67
5.6.2	<i>Análisis plástico de vigas, pórticos y losas</i>	67
5.6.3	<i>Capacidad de giro</i>	68
5.6.4	<i>Análisis con modelos de bielas y tirantes</i>	69
5.7	ANÁLISIS NO LINEAL.....	70
5.8	ANÁLISIS DE LOS EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN CON ESFUERZO AXIL	70
5.8.1	<i>Definiciones</i>	70
5.8.2	<i>Generalidades</i>	71
5.8.3	<i>Criterios de simplificación para los efectos de segundo orden</i>	72
5.8.3.1	Criterio de esbeltez para elementos aislados.....	72
5.8.3.2	Esbeltez y longitud efectiva de elementos aislados	72
5.8.3.3	Efectos globales de segundo orden en edificación	74
5.8.4	<i>Fluencia</i>	75
5.8.5	<i>Métodos de análisis</i>	76
5.8.6	<i>Método general</i>	76
5.8.7	<i>Método basado en la rigidez nominal</i>	77
5.8.7.1	Generalidades	77
5.8.7.2	Rigidez nominal	77
5.8.7.3	Coeficiente de mayoración de momentos	79
5.8.8	<i>Método basado en la curvatura nominal</i>	80
5.8.8.1	Generalidades	80
5.8.8.2	Momentos flectores	80
5.8.8.3	Curvatura.....	81
5.8.9	<i>Flexión esviada</i>	82
5.9	INESTABILIDAD LATERAL DE VIGAS ESBELTAS.....	84
5.10	ELEMENTOS Y ESTRUCTURAS PRETENSADAS	84
5.10.1	<i>Generalidades</i>	84
5.10.2	<i>Fuerza de pretensado durante el tesado</i>	85

5.10.2.1	Fuerza máxima de pretensado	85
5.10.2.2	Limitación de las tensiones en el hormigón.	85
5.10.2.3	Mediciones	86
5.10.3	<i>Fuerza de pretensado</i>	86
5.10.4	<i>Pérdidas instantáneas del pretensado preteso</i>	87
5.10.5	<i>Pérdidas instantáneas del pretensado posteso</i>	87
5.10.5.1	Pérdidas debidas a la deformación instantánea del hormigón	87
5.10.5.2	Pérdidas por rozamiento	87
5.10.5.3	Pérdidas en el anclaje	89
5.10.6	<i>Pérdidas diferidas del pretensado preteso y posteso</i>	89
5.10.7	<i>Consideración del pretensado en el análisis</i>	90
5.10.8	<i>Efectos del pretensado en el estado límite último</i>	91
5.10.9	<i>Efectos del pretensado en el estado límite de servicio y en el estado límite de fatiga</i>	91
5.11	ANÁLISIS DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES PARTICULARES	91
6	ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS (ELU)	93
6.1	FLEXIÓN SIMPLE O COMPUESTA	93
6.2	ESFUERZO CORTANTE	94
6.2.1	<i>Procedimiento general de comprobación</i>	94
6.2.2	<i>Elementos que no requieren armadura de cortante</i>	96
6.2.3	<i>Elementos que requieren armadura de cortante</i>	98
6.2.4	<i>Esfuerzo rasante entre el alma y las alas en secciones en T</i>	102
6.2.5	<i>Esfuerzo rasante en el contacto entre hormigones de diferentes edades</i>	103
6.3	TORSIÓN	105
6.3.1	<i>Generalidades</i>	105
6.3.2	<i>Procedimiento de cálculo</i>	106
6.3.3	<i>Torsión por Alabeo</i>	108
6.4	PUNZONAMIENTO	108
6.4.1	<i>Generalidades</i>	108
6.4.2	<i>Distribución de cargas y perímetro crítico</i>	109
6.4.3	<i>Cálculo de la resistencia a punzonamiento</i>	112
6.4.4	<i>Resistencia a punzonamiento de losas y cimentaciones de soportes sin armadura de punzonamiento</i>	117
6.4.5	<i>Resistencia a punzonamiento de losas y cimentaciones de soportes con armadura de punzonamiento</i>	118
6.5	CÁLCULO MEDIANTE MODELOS DE BIELAS Y TIRANTES	120
6.5.1	<i>Generalidades</i>	120
6.5.2	<i>Bielas</i>	120
6.5.3	<i>Tirantes</i>	121
6.5.4	<i>Nudos</i>	122
6.6	ANCLAJES Y SOLAPES	125
6.7	ZONAS PARCIALMENTE CARGADAS	125
6.8	FATIGA	126
6.8.1	<i>Condiciones de comprobación</i>	126
6.8.2	<i>Esfuerzos y tensiones para la comprobación en fatiga</i>	126

6.8.3	<i>Combinación de acciones</i>	127
6.8.4	<i>Procedimiento de comprobación para armaduras pasivas y activas</i>	128
6.8.5	<i>Comprobaciones utilizando el rango de tensiones de daño equivalente</i>	130
6.8.6	<i>Otras comprobaciones</i>	131
6.8.7	<i>Comprobación del hormigón sometido a compresión o a cortante</i>	131
7	ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO (ELS)	134
7.1	GENERALIDADES	134
7.2	LIMITACIÓN DE TENSIONES	134
7.3	CONTROL DE FISURACIÓN	135
7.3.1	<i>Consideraciones generales</i>	135
7.3.2	<i>Áreas mínimas de armadura</i>	136
7.3.3	<i>Control de la fisuración sin cálculos directos</i>	139
7.3.4	<i>Cálculo de la abertura de fisura</i>	142
7.4	CONTROL DE DEFORMACIONES	144
7.4.1	<i>Consideraciones generales</i>	144
7.4.2	<i>Casos en lo que se pueden omitir los cálculos</i>	145
7.4.3	<i>Comprobación de las deformaciones mediante el cálculo</i>	148
8	DETALLES DE ARMADO PARA ARMADURAS PASIVAS Y ACTIVAS. GENERALIDADES	151
8.1	GENERALIDADES	151
8.2	SEPARACIÓN DE LAS BARRAS	151
8.3	DIÁMETROS DE MANDRIL ADMISIBLES PARA EL DOBLADO DE BARRAS	151
8.4	ANCLAJE DE LA ARMADURA LONGITUDINAL	153
8.4.1	<i>Generalidades</i>	153
8.4.2	<i>Tensión última de adherencia</i>	153
8.4.3	<i>Longitud básica de anclaje</i>	154
8.4.4	<i>Longitud de anclaje de cálculo</i>	155
8.5	ANCLAJE DE LAS ARMADURAS DE CORTANTE Y OTRAS ARMADURAS TRANSVERSALES	157
8.6	ANCLAJE MEDIANTE BARRAS SOLDADAS	157
8.7	SOLAPES Y EMPALMES MECÁNICOS	159
8.7.1	<i>Generalidades</i>	159
8.7.2	<i>Solapes</i>	159
8.7.3	<i>Longitud de solape</i>	160
8.7.4	<i>Armadura transversal en la zona de solape</i>	161
8.7.4.1	<i>Armadura transversal para barras sometidas a tracción</i>	161
8.7.4.2	<i>Armadura transversal para barras sometidas permanentemente a compresión</i>	161
8.7.5	<i>Solapes para mallas electrosoldadas</i>	162
8.7.5.1	<i>Solape de la armadura principal</i>	162
8.7.5.2	<i>Solape de armadura secundaria o de distribución</i>	163
8.8	REGLAS ADICIONALES PARA BARRAS DE GRAN DIÁMETRO	164
8.9	BARRAS AGRUPADAS	165
8.9.1	<i>Generalidades</i>	165
8.9.2	<i>Anclaje de grupos de barras</i>	165
8.9.3	<i>Solape de grupos de barras</i>	166

8.10	ARMADURAS DE PRETENSADO	167
8.10.1	<i>Disposición de las armaduras de pretensado y de las vainas.....</i>	167
8.10.1.1	Generalidades	167
8.10.1.2	Armadura activa pretesa	167
8.10.1.3	Vainas de postesado	168
8.10.2	<i>Anclaje de la armadura activa pretesa.....</i>	168
8.10.3	<i>Zonas de anclaje de elementos postesados</i>	171
8.10.4	<i>Anclajes y acopladores para armaduras de pretensado</i>	172
8.10.5	<i>Desviadores</i>	173
9	DETALLES DE ARMADO DE ELEMENTOS Y REGLAS PARTICULARES.....	174
9.1	GENERALIDADES	174
9.2	VIGAS	174
9.2.1	<i>Armadura longitudinal</i>	174
9.2.1.1	Cuantías máximas y mínimas de armadura	174
9.2.1.2	Otras disposiciones para la definición de los detalles de proyecto	175
9.2.1.3	Decalaje de la armadura longitudinal de tracción	175
9.2.1.4	Anclaje de la armadura inferior en los apoyos extremos	176
9.2.1.5	Anclaje de la armadura inferior en los apoyos intermedios.....	177
9.2.2	<i>Armadura de cortante.....</i>	178
9.2.3	<i>Armadura de torsión</i>	179
9.2.4	<i>Armadura de piel.....</i>	180
9.2.5	<i>Apoyos indirectos</i>	180
9.3	LOSAS MACIZAS	180
9.3.1	<i>Armaduras de flexión</i>	181
9.3.1.1	Generalidades	181
9.3.1.2	Armadura de losas en las zonas cercanas a los apoyos.....	181
9.3.1.3	Armadura de las esquinas	181
9.3.1.4	Armadura de los bordes libres de la losa	181
9.3.2	<i>Armadura de cortante.....</i>	182
9.4	LOSAS PLANAS.....	182
9.4.1	<i>Losa en soportes interiores.....</i>	182
9.4.2	<i>Losa en soportes de borde y de esquina.....</i>	183
9.4.3	<i>Armadura de punzonamiento</i>	183
9.5	SOPORTES	185
9.5.1	<i>Generalidades</i>	185
9.5.2	<i>Armadura longitudinal</i>	185
9.5.3	<i>Armadura transversal.....</i>	186
9.6	MUROS.....	186
9.6.1	<i>Generalidades</i>	186
9.6.2	<i>Armadura vertical</i>	187
9.6.3	<i>Armadura horizontal.....</i>	187
9.6.4	<i>Armadura transversal.....</i>	187
9.7	VIGAS DE GRAN CANTO	188
9.8	CIMENTACIONES	188
9.8.1	<i>Encepados</i>	188

9.8.2	<i>Zapatas de pilares y muros.....</i>	188
9.8.2.1	Generalidades	188
9.8.2.2	Anclaje de barras.....	189
9.8.3	<i>Vigas de atado.....</i>	190
9.8.4	<i>Zapatas de pilar apoyada en roca.....</i>	190
9.9	REGIONES CON DISCONTINUIDAD EN LA GEOMETRÍA O EN LAS ACCIONES	191
9.10	ARMADURAS DE ATADO	191
9.10.1	<i>Generalidades</i>	191
9.10.2	<i>Dimensionamiento de las armaduras de atado</i>	192
9.10.2.1	Generalidades	192
9.10.2.2	Armaduras de atado perimetrales	192
9.10.2.3	Armaduras de atado interiores	192
9.10.2.4	Armaduras de atado horizontales de soportes y/o muros.....	194
9.10.2.5	Armaduras de atado verticales	194
9.10.3	<i>Continuidad y anclaje de las armaduras de atado.....</i>	194
10	REGLAS ADICIONALES PARA ELEMENTOS Y ESTRUCTURAS PREFABRICADAS DE HORMIGÓN	195
10.1	GENERALIDADES	195
10.1.1	<i>Términos específicos utilizados en este capítulo</i>	195
10.2	BASES DEL CÁLCULO, REQUISITOS FUNDAMENTALES	195
10.3	MATERIALES	196
10.3.1	<i>Hormigón.....</i>	196
10.3.1.1	Resistencia	196
10.3.1.2	Fluencia y retracción	196
10.3.2	<i>Armadura activa.....</i>	197
10.3.2.1	Propiedades mecánicas de la armadura activa	197
10.5	ANÁLISIS ESTRUCTURAL	197
10.5.1	<i>Generalidades</i>	197
10.5.2	<i>Pérdidas del pretensado.....</i>	198
10.9	REGLAS PARTICULARES PARA EL CÁLCULO Y DEFINICIÓN DE LOS DETALLES DE PROYECTO	198
10.9.1	<i>Momentos de empotramiento en losas</i>	198
10.9.2	<i>Unión de muro con forjado</i>	199
10.9.3	<i>Sistemas de forjados</i>	199
10.9.4	<i>Uniones y apoyos de los elementos prefabricados.....</i>	201
10.9.4.1	Materiales	201
10.9.4.2	Reglas generales para el dimensionamiento y definición de los detalles de proyecto relativos a las conexiones.	202
10.9.4.3	Conexiones que transmiten esfuerzos de compresión	202
10.9.4.4	Conexiones que transmiten los esfuerzos cortantes.....	203
10.9.4.5	Conexiones que transmiten momentos flectores o esfuerzos de tracción.	204
10.9.4.6	Juntas a media madera	204
10.9.4.7	Anclaje de las armaduras en los apoyos.....	204
10.9.5	<i>Apoyos.....</i>	205
10.9.5.1	Generalidades	205
10.9.5.2	Apoyos para elementos conectados (no aislados)	205
10.9.5.3	Apoyos para elementos aislados.....	208
10.9.6	<i>Cimentaciones en cáliz</i>	208

10.9.6.1	Generalidades	208
10.9.6.2	Cáliz con llaves en su superficie	209
10.9.6.3	Cálices con superficies lisas	209
10.9.7	<i>Sistemas de atado</i>	210
11	ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN CON ÁRIDOS LIGEROS	211
11.1	GENERALIDADES	211
11.1.1	<i>Alcance</i>	211
11.1.2	<i>Notación específica</i>	211
11.2	BASES DE CÁLCULO	212
11.3	MATERIALES	212
11.3.1	<i>Hormigón</i>	212
11.3.2	<i>Deformación Elástica</i>	212
11.3.3	<i>Fluencia y retracción</i>	214
11.3.4	<i>Diagramas tensión-deformación para el análisis estructural no lineal</i>	214
11.3.5	<i>Valores de cálculo de las resistencias a tracción y a compresión</i>	214
11.3.6	<i>Diagrama tensión-deformación para el cálculo de las secciones</i>	215
11.3.7	<i>Hormigón confinado</i>	215
11.4	DURABILIDAD Y RECUBRIMIENTO DE LA ARMADURA	215
11.4.1	<i>Condiciones ambientales</i>	215
11.4.2	<i>Recubrimiento y propiedades del hormigón</i>	215
11.5	ANÁLISIS ESTRUCTURAL	215
11.5.1	<i>Capacidad de giro</i>	215
11.6	ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS.....	215
11.6.1	<i>Elementos que no requieren armadura de cortante</i>	216
11.6.2	<i>Elementos que requieren armadura de cortante</i>	216
11.6.3	<i>Torsión</i>	216
11.6.3.1	Procedimiento de cálculo.....	216
11.6.4	<i>Punzonamiento</i>	216
11.6.4.1	Resistencia a punzonamiento de losas y bases de soportes sin armadura de cortante.....	216
11.6.4.2	Resistencia a punzonamiento de losas y bases de soportes con armadura de cortante	217
11.6.5	<i>Áreas parcialmente cargadas</i>	217
11.6.6	<i>Fatiga</i>	217
11.7	ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO.....	217
11.8	DEFINICIÓN DE LOS DETALLES DE PROYECTO DE LA ARMADURA. GENERALIDADES	217
11.8.1	<i>Diámetros admisibles de los mandriles para el doblado de las barras</i>	218
11.8.2	<i>Tensión última de adherencia</i>	218
11.9	DEFINICIÓN DE LOS DETALLES DE PROYECTO DE LOS ELEMENTOS Y REGLAS PARTICULARES	218
11.10	REGLAS ADICIONALES PARA LOS ELEMENTOS Y ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN PREFABRICADO.....	218
11.11	ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN EN MASA Y LIGERAMENTE ARMADO	218
12	ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN EN MASA Y LIGERAMENTE ARMADO.....	219
12.1	GENERALIDADES	219
12.3	MATERIALES	219
12.3.1	<i>Hormigón: hipótesis de cálculo adicionales</i>	219

12.5	ANÁLISIS ESTRUCTURAL: ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS	219
12.6	ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS.....	220
12.6.1	<i>Resistencia de cálculo a flexión y a esfuerzo axial.....</i>	220
12.6.2	<i>Fallo local</i>	220
12.6.3	<i>Cortante</i>	221
12.6.4	<i>Torsión.....</i>	221
12.6.5	<i>Estados límite últimos inducidos por deformación estructural (pandeo).....</i>	221
12.6.5.1	<i>Esbeltez de pilares y muros.....</i>	222
12.6.5.2	<i>Método simplificado de cálculo para muros y soportes</i>	223
12.7	ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO.....	224
12.9	DEFINICIÓN DE LOS DETALLES DE PROYECTO DE LOS ELEMENTOS Y REGLAS PARTICULARES	224
12.9.1	<i>Elementos estructurales.....</i>	224
12.9.2	<i>Juntas de construcción</i>	225
12.9.3	<i>Zapatas corridas y aisladas</i>	225
APÉNDICE A RECOMENDACIONES PARA LA MODIFICACIÓN DE LOS COEFICIENTES PARCIALES DE LOS MATERIALES		226
A.1	GENERALIDADES	226
A.2	ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN IN SITU.....	226
A.2.1	<i>Reducción basada en el control de calidad e imperfecciones reducidas</i>	226
A.2.2	<i>Reducción basada en la utilización de datos geométricos reducidos o medidos en el diseño</i>	226
A.2.3	<i>Reducción basada en la evaluación de la resistencia del hormigón en la estructura finalizada</i>	227
A.3	PRODUCTOS PREFABRICADOS	228
A.3.1	<i>Generalidades</i>	228
A.3.2	<i>Coeficientes parciales para los materiales</i>	228
A.4	ELEMENTOS PREFABRICADOS.....	228
APÉNDICE B MÉTODOS RECOMENDADOS PARA ESTIMAR LA DEFORMACIÓN DE FLUENCIA Y RETRACCIÓN		229
B.1	ECUACIONES BÁSICAS PARA DETERMINAR EL COEFICIENTE DE FLUENCIA	229
B.2	ECUACIONES BÁSICAS PARA DETERMINAR LA DEFORMACIÓN DE RETRACCIÓN POR SECADO	231
APÉNDICE C PROPIEDADES DEL ACERO PARA ARMADURAS PASIVAS ADECUADAS PARA SU UTILIZACIÓN CON ESTE ANEJO.....		232
APÉNDICE D PROPUESTA DE MÉTODO DE CÁLCULO DETALLADO DE LAS PÉRDIDAS POR RELAJACIÓN DEL PRETENSADO		233
D.1	GENERALIDADES	233
APÉNDICE E CLASES RESISTENTES INDICATIVAS PARA LA DURABILIDAD.....		235
E.1	GENERALIDADES	235
APÉNDICE F EXPRESIONES RECOMENDADAS PARA LA ARMADURA DE TRACCIÓN BAJO CONDICIONES DE TENSIÓN PLANA.....		237

F.1	GENERALIDADES	237
APÉNDICE G RECOMENDACIONES PARA LA CONSIDERACIÓN DE LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA		
.....		239
G.1	CIMENTACIONES SUPERFICIALES	239
G.1.1	<i>Generalidades</i>	239
G.1.2	<i>Niveles de análisis</i>	240
APÉNDICE H PROPUESTA PARA LA CONSIDERACIÓN DE LOS EFECTOS GLOBALES DE SEGUNDO ORDEN EN LAS ESTRUCTURAS.....		241
H.1	CRITERIOS PARA DESPRECIAR LOS EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN	241
H.1.1	<i>Generalidades</i>	241
H.1.2	<i>Sistema de arriostramiento sin deformaciones significativas de cortante</i>	241
H.1.3	<i>Sistema de arriostramiento con deformaciones significativas de cortante</i>	243
H.2	MÉTODOS DE CÁLCULO DE LOS EFECTOS GLOBALES DE SEGUNDO ORDEN	243
APÉNDICE I RECOMENDACIONES PARA EL ANÁLISIS DE LOSAS PLANAS Y PANTALLAS.....		245
I.1	LOSAS PLANAS	245
I.1.1	<i>Generalidades</i>	245
I.1.2	<i>Análisis del pórtico equivalente</i>	245
I.1.3	<i>Distribución irregular de los soportes</i>	246
I.2	PANTALLAS	247
APÉNDICE J EJEMPLOS DE DEFINICIÓN DE LOS DETALLES DE PROYECTO PARA SITUACIONES PARTICULARES		248
J.1	ARMADURA DE PIEL	248
J.2	ESQUINAS DE PÓRTICOS	249
J.2.1	<i>Generalidades</i>	249
J.2.2	<i>Esquinas de pórticos con momentos negativos</i>	249
J.2.3	<i>Esquinas de pórticos con momentos positivos</i>	250
J.3	MÉNSULAS CORTAS	251

1 Generalidades

1.1 Alcance

1.1.1 Alcance de los Anejos 19 a 21 del Código Estructural sobre Proyecto de estructuras de hormigón.

(1) Los Anejos 19 a 21 del Código Estructural son de aplicación a proyectos de edificación y obra civil de obras de hormigón en masa, armado y pretensado. Cumple con los principios y requisitos de seguridad y servicio establecidos en el Capítulo 3, así como con las bases de cálculo y comprobación establecidas en el Anejo 18 del Código Estructural.

(2) Estos Anejos únicamente hacen referencia a los requisitos de resistencia, comportamiento en servicio, durabilidad y resistencia al fuego de las estructuras de hormigón. Otros requisitos no son considerados como, por ejemplo, los relativos al aislamiento térmico o acústico.

(3) Los Anejos 19 a 21 del Código Estructural están planteados para su utilización de forma conjunta con el resto de este Código

1.1.2 Alcance del Anejo 19

(1) El Anejo 19 establece unas bases generales para el proyecto de hormigones en masa, armados y pretensados, elaborados con áridos normales y ligeros, así como criterios específicos para ser empleados en edificación.

(2) En este anejo se tratan las siguientes materias:

Apartado 1: Generalidades.

Apartado 2: Bases de proyecto.

Apartado 3: Materiales.

Apartado 4: Durabilidad y recubrimiento de armaduras.

Apartado 5: Análisis estructural.

Apartado 6: Estados límite últimos (ELU).

Apartado 7: Estados límite de servicio (ELS).

Apartado 8: Detalles de armado para armaduras pasivas y activas -Generalidades.

Apartado 9: Detalles de armado de elementos y reglas particulares.

Apartado 10: Reglas adicionales para elementos y estructuras prefabricadas de hormigón.

Apartado 11: Estructuras de hormigón con áridos ligeros.

Apartado 12: Estructuras de hormigón en masa y ligeramente armado.

(3) Los Apartados 1 y 2 proporcionan cláusulas adicionales a las establecidas en el Anejo 18 del Código Estructural.

(4) Este anejo no contempla:

- la utilización de armaduras lisas;
- la resistencia al fuego;
- los aspectos particulares de determinadas edificaciones especiales (tales como edificios altos);
- los aspectos particulares de determinados tipos de obra civil (tales como viaductos, puentes, presas, depósitos a presión, plataformas offshore o balsas de almacenamiento de líquidos);
- elementos de hormigón sin finos o hormigón celular, así como aquellos fabricados con áridos pesados o que contengan secciones de acero estructural (véanse los Anejos 30 a 32 del Código Estructural para estructuras mixtas de hormigón acero).

1.2 Normativa de referencia

Las normas citadas en este anejo deben utilizarse en la versión indicada en el Anejo 1 del Código Estructural.

1.3 Hipótesis

(1) Además de las hipótesis generales del Anejo 18 serán de aplicación las siguientes hipótesis:

- Las estructuras están calculadas por personal debidamente cualificado y con experiencia.
- Se establece una supervisión y control de calidad adecuados, tanto en fábricas y plantas, como para los procesos de fabricación in situ.
- La construcción es llevada a cabo por personal con experiencia y con las competencias adecuadas.
- Los productos y materiales de construcción son utilizados según se especifica en este Código Estructural
- El mantenimiento de la estructura es el adecuado.
- La estructura es utilizada de acuerdo con las instrucciones del proyecto
- Se cumplen los requisitos para la ejecución establecidos en el capítulo 11 de este Código Estructural.

1.5 Definiciones

1.5.1 Generalidades

(1) Serán de aplicación los términos y definiciones que se establecen en el Anejo 18 del Código Estructural.

1.5.2 Términos y definiciones adicionales utilizadas en este anejo

1.5.2.1 Estructuras prefabricadas

Las estructuras prefabricadas están compuestas por elementos estructurales fabricados en un emplazamiento diferente a su posición final. En la estructura, los elementos están unidos para asegurar la integridad estructural requerida.

1.5.2.2 Elementos de hormigón en masa o ligeramente armados

Elementos estructurales de hormigón que no tienen armadura (hormigón en masa) o tienen una cuantía inferior a la mínima establecida en el Apartado 9.

1.5.2.3 Armadura activa no adherente y armadura activa exterior

Armadura activa no adherente en los elementos postesados, son aquellas cuyas vainas se encuentran sin inyectar de forma permanente. La armadura activa exteriores aquella cuyos tendones están fuera de la sección de hormigón (que pueden ser posteriormente embebidos en el hormigón, después de la puesta en carga, o tener una membrana de protección).

1.5.2.4 Pretensado.

El proceso de pretensado consiste en la aplicación de cargas a la estructura de hormigón mediante el tesado de la armadura activa conectada al elemento de hormigón. El concepto de “pretensado” se utiliza generalmente para referirse a todos los efectos permanentes del proceso de pretensado, que comprende tanto los esfuerzos en las secciones como las deformaciones de la estructura. Otros significados de pretensado no están considerados en este anejo.

1.6 Notación

Para el propósito de este anejo, será de aplicación la siguiente notación:

Letras latinas mayúsculas:

A Acción accidental

A Área de la sección transversal

A_c Área de la sección transversal de hormigón

A_p Área de la armadura activa

A_s Área de la armadura pasiva

$A_{s,min}$ Área mínima de armadura pasiva

A_{sw} Área de la armadura de cortante

D Diámetro del mandril

D_{Ed} Coeficiente de daño por fatiga

E Efecto de una acción

$E_c, E_{c(28)}$ Módulo tangente de elasticidad para un hormigón convencional a una tensión de $\sigma_c = 0$ a la edad de 28 días

$E_{c,eff}$ Módulo de elasticidad efectivo 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 tangente de elasticidad para un hormigón convencional a una tensión de $\sigma_c = 0$ en un tiempo t .
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
ELS	Estado límite de servicio
ELU	Estado límite último
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 una acción permanente
I	Momento de inercia de la sección de hormigón
L	Longitud
M	Momento flector
M_{Ed}	Momento flector de cálculo
N	Esfuerzo axil o normal
N_{Ed}	Esfuerzo axil de cálculo (tracción o compresión)
P	Fuerza de pretensado
P_0	Fuerza inicial en el extremo activo de la armadura activa en el momento inmediatamente después de la puesta en tensión
Q_k	Valor característico de una acción variable
Q_{fat}	Valor característico de una carga de fatiga
R	Resistencia
S	Esfuerzos y momentos internos
S	Momento estático
T	Momento torsor
T_{Ed}	Momento torsor de cálculo
V	Esfuerzo cortante
V_{Ed}	Esfuerzo cortante de cálculo
Letras latinas minúsculas	
a	Distancia

a	Datos geométricos
Δa	Tolerancia para los datos geométricos
b	Ancho de una sección, o ancho real del ala de una viga en T o en L
b_w	Ancho del alma en vigas T, I o L
d	Diámetro; canto
d	Canto útil de una sección
d_g	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 cilíndrica del hormigón a los 28 días
f_{cm}	Valor medio de la resistencia a compresión cilíndrica del hormigón
f_{ctk}	Resistencia característica del hormigón a tracción
f_{ctm}	Valor medio de la resistencia del hormigón a tracción
f_p	Resistencia a tracción de las armaduras activas
f_{pk}	Resistencia característica a tracción de las armaduras activas
$f_{p0,1}$	Límite elástico convencional al 0,1% del acero de pretensado
$f_{p0,1k}$	Límite elástico característico al 0,1% del acero de pretensado
$f_{0,2k}$	Límite elástico característico al 0,2% de la armadura pasiva
f_t	Resistencia a tracción de la armadura pasiva
f_{tk}	Resistencia característica a tracción de la armadura pasiva
f_y	Límite elástico de la armadura pasiva
f_{yd}	Límite elástico de cálculo de la armadura pasiva
f_{yk}	Límite elástico característico de la armadura pasiva
f_{ywd}	Límite elástico de cálculo de la armadura de cortante
h	Altura
h	Canto total de la sección
i	Radio de giro
k	Coeficiente; factor
l	Longitud, vano o altura
m	Masa
r	Radio

$1/r$	Curvatura de una sección particular
t	Espesor
t	Instante de tiempo considerado
t_0	Edad del hormigón al comienzo de la puesta en carga
u	Perímetro de la sección de hormigón, que tiene un área A_c
u, v, w	Componentes de desplazamiento de un punto
x	Profundidad de la fibra neutra
x, y, z	Coordenadas
z	Brazo mecánico de los esfuerzos

Letras griegas minúsculas

α	Ángulo; ratio
β	Ángulo, ratio; coeficiente
γ	Coeficiente parcial
γ_A	Coeficiente parcial de seguridad para las acciones accidentales A
γ_C	Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón
γ_F	Coeficiente parcial de seguridad para las acciones, F
$\gamma_{F,fat}$	Coeficiente parcial de seguridad parcial para las acciones de fatiga
$\gamma_{C,fat}$	Coeficiente parcial de seguridad parcial para la fatiga del hormigón
γ_G	Coeficiente parcial de seguridad para las acciones permanentes, G
γ_M	Coeficiente parcial de seguridad para una propiedad del material, teniendo en cuenta las incertidumbres de dicha propiedad, la desviación geométrica y el modelo de cálculo utilizado
γ_P	Coeficiente parcial de seguridad para las acciones de pretensado, P
γ_Q	Coeficiente parcial de seguridad para las acciones variables, Q
γ_S	Coeficiente parcial de seguridad para las armaduras pasivas o activas
$\gamma_{S,fat}$	Coeficiente parcial de seguridad para las armaduras activas bajo carga cíclica
γ_f	Coeficiente parcial de seguridad para las acciones, pero sin tener en cuenta las incertidumbres del modelo
γ_g	Coeficiente parcial de seguridad para las acciones permanentes, pero sin tener en cuenta las incertidumbres del modelo
γ_m	Coeficientes parciales para la propiedad de un material, teniendo en cuenta únicamente las incertidumbres de la propiedad del material
δ	Incremento; Coeficiente de redistribución
ζ	Coeficiente de reducción o de distribución

ε_c	Deformación de compresión del hormigón
ε_{c1}	Deformación de compresión del hormigón en la tensión máxima f_c
ε_{cu}	Deformación última de compresión en el hormigón
ε_u	Deformación de la armadura pasiva o activa bajo carga máxima
ε_{uk}	Deformación característica de la armadura pasiva o activa bajo carga máxima
θ	Ángulo
λ	Esbeltez
μ	Coeficiente de rozamiento entre las armaduras activas y sus vainas
ν	Coeficiente de Poisson
ν	Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por cortante
ξ	Relación entre la resistencia adherente de la armadura activa y pasiva
ρ	Densidad seca del hormigón (mediante secado en estufa) en kg/m^3
ρ_{1000}	Valor de la pérdida por relajación (en %) 1000 horas después de la puesta en carga a una temperatura media de 20°C
ρ_l	Cuantía de armaduras longitudinales
ρ_w	Cuantía de armaduras de cortante
σ_c	Tensión de compresión en el hormigón
σ_{cp}	Tensión de compresión en el hormigón para esfuerzos normales o de pretensado
σ_{cu}	Tensión de compresión en el hormigón correspondiente a la deformación última
τ	Tensión tangencial de torsión
ϕ	Diámetro de una armadura o de una vaina de pretensado
ϕ_n	Diámetro equivalente de un grupo de armaduras
$\varphi(t, t_0)$	Coeficiente de fluencia definido entre un tiempo t y t_0 relativo a una deformación elástica a los 28 días
$\varphi(\infty, t_0)$	Coeficiente de fluencia a tiempo infinito
ψ	Coeficientes que definen los valores representativos de las acciones variables
- ψ_0	para los valores de combinación,
- ψ_1	para los valores frecuentes,
- ψ_2	para los valores cuasi-permanentes.

2 Bases de cálculo

2.1 Requisitos

2.1.1 Requisitos básicos

(1) El cálculo de las estructuras de hormigón se realizará de acuerdo con las reglas generales establecidas en el Anejo 18 del Código Estructural.

(2) También serán de aplicación las disposiciones complementarias para las estructuras de hormigón establecidas en este apartado.

(3) En las estructuras de hormigón, se considerarán satisfechos los requisitos básicos del Artículo 5 del Código Estructural, cuando se aplique de forma conjunta lo siguiente:

- proyecto por el método de los estados límite junto con el método de los coeficientes parciales, de acuerdo con el Anejo 18,
- acciones de acuerdo con la reglamentación específica vigente,
- combinación de acciones de acuerdo con el Anejo 18 y
- resistencia, durabilidad y servicio de acuerdo con este Anejo.

NOTA: Los requisitos para la resistencia al fuego (véanse el apartado 5 de Anejo 18 y el Anejo 20 del Código Estructural), pueden imponer un mayor tamaño de los elementos estructurales, respecto al requerido para la resistencia a temperatura normal.

2.1.2 Gestión de la fiabilidad

(1) Las normas para la gestión de la fiabilidad se establecen en el Apartado 2 del Anejo 18 del Código Estructural.

(2) Un proyecto realizado con el método de los coeficientes parciales de acuerdo con este Anejo (véase 2.4), así como con el método de los coeficientes parciales establecido en los Apéndices del Anejo 18 del Código Estructural, se considera que conlleva un nivel de fiabilidad de Clase RC2.

NOTA: Para más información véase los Apéndices B y C del Anejo 18.

2.1.3 Vida útil de proyecto, durabilidad y gestión de la calidad

(1) Las reglas relativas a la vida útil de proyecto, la durabilidad y la gestión de la calidad se establecen en el Artículo 5 del Código Estructural y en el apartado 2 del Anejo 18.

2.2 Principios del cálculo en estados límite

(1) Las reglas para el proyecto de los estados límite se establecen en el Capítulo 3 del Código Estructural y en el apartado 3 del Anejo 18.

2.3 Variables básicas

2.3.1 Acciones e influencia de las condiciones ambientales

2.3.1.1 Generalidades

(1) Las acciones a considerar en el proyecto, podrán obtenerse de la reglamentación específica de acciones, o en su defecto, de los documentos técnicos específicos que el autor del proyecto, bajo su responsabilidad, considere más adecuados.

NOTA 2: Las acciones específicas de este Anejo se establecen en las secciones correspondientes.

NOTA 3: Las acciones correspondientes a la presión de tierras o de agua serán responsabilidad del autor del proyecto

NOTA 4: Cuando se tengan en cuenta movimientos diferenciales, se deberán utilizar los valores apropiados, que se estimen a partir de los movimientos previstos.

NOTA 5: Cuando sea pertinente, podrán definirse otras acciones en las especificaciones técnicas para un proyecto en particular.

COMENTARIOS:

En el ámbito de los Eurocódigos, las normas UNE-EN 1997 recogen los aspectos geotécnicos del proyecto de las obras de edificación y obra civil.

2.3.1.2 Efectos térmicos

(1) Los efectos térmicos se deben tener en cuenta cuando se comprueben los estados límite de servicio.

(2) Se deben tener en cuenta los efectos térmicos para los estados límite últimos únicamente cuando sean significativos (por ejemplo en condiciones de fatiga, comprobación de estabilidad en el caso de que los efectos de segundo orden sean importantes, etc.). En otros casos no es necesario considerarlos, siempre que la ductilidad y la capacidad de giro de los elementos sean suficientes.

(3) Cuando se tengan en cuenta los efectos térmicos, se considerarán como una acción variable, afectada de un coeficiente parcial de seguridad y de un coeficiente Ψ .

NOTA: El coeficiente Ψ se define en el Anejo 18 del Código Estructural y en la reglamentación específica vigente.

2.3.1.3 Asientos/movimientos diferenciales

(1) Los asientos/movimientos diferenciales de la estructura, debidos al hundimiento del terreno, deben clasificarse como una acción permanente, G_{set} que se introduce como tal en las combinaciones de acciones. En general, G_{set} se representa mediante un conjunto de valores que se corresponden con las diferencias (comparadas respecto a un nivel de referencia) de los asientos/movimientos diferenciales entre las cimentaciones aisladas o parte de ellas, $d_{set,i}$ (donde i representa el número de la cimentación aislada o parte de la cimentación).

NOTA: Cuando se tengan en cuenta los asientos diferenciales, se deben emplear los valores apropiados a partir de la estimación de los asientos.

(2) Los efectos de los asientos diferenciales deben tenerse generalmente en cuenta para la comprobación de los estados límite de servicio.

(3) Para los estados límite últimos, únicamente deben considerarse en el caso de que sean significativos (por ejemplo en condiciones de fatiga, comprobación de estabilidad en el caso de que los efectos de segundo orden sean importantes, etc.). En otros casos de estados límite últimos, no tienen por qué considerarse, siempre que la ductilidad y la capacidad de giro de los elementos sean suficientes.

(4) Cuando se tengan en cuenta los asientos diferenciales, se tendrá que aplicar un coeficiente de seguridad para los efectos de dichos asientos.

NOTA: El valor del coeficiente parcial de seguridad para los efectos de los asientos se define en el correspondiente Apéndice del Anejo 18 del Código Estructural.

2.3.1.4 Pretensado

(1) El pretensado considerado en este Anejo se aplica mediante una armadura activa de acero de alta resistencia (alambres, cordones y barras).

(2) La armadura activa puede estar embebida en el hormigón. A su vez, puede ser pretesada adherente o postesada adherente o no adherente.

(3) Las armaduras activas también pueden ser exteriores a la estructura, con puntos de contacto con ésta en los desviadores y anclajes.

(4) Las disposiciones relativas al pretensado se encuentran en el apartado 5.10 de este anejo.

2.3.2 Propiedades de materiales y productos

2.3.2.1 Generalidades

(1) Las reglas para las propiedades de materiales y productos se establecen en el Capítulo 5 y el Título 2 del Código Estructural, así como en el apartado 4 del Anejo 18 del Código Estructural.

(2) Las disposiciones para el hormigón, así como para la armadura pasiva y activa, se establecen en el apartado 3 de este anejo.

2.3.2.2 Retracción y fluencia

(1) La fluencia y la retracción son propiedades del hormigón dependientes del tiempo. Sus efectos deben tenerse en cuenta generalmente para la comprobación de los estados límite de servicio.

(2) Los efectos de la retracción y la fluencia únicamente deben considerarse en los estados límite últimos cuando sus efectos sean significativos, por ejemplo en la comprobación del estado límite último de inestabilidad, en el caso de que los efectos de segundo orden sean importantes. En otros casos, estos efectos no necesitan ser considerados, siempre que la ductilidad y la capacidad de giro de los elementos sean suficientes.

(3) Cuando se tenga en cuenta la fluencia, sus efectos de cálculo se deberán evaluar bajo la combinación cuasi-permanente de acciones, independientemente de la situación de cálculo considerada, por ejemplo, permanente, transitoria o accidental.

NOTA: En la mayoría de los casos, los efectos de la fluencia pueden evaluarse bajo la acción de las cargas permanentes y el valor medio de pretensado.

2.3.3 Deformaciones del hormigón

(1) Las consecuencias de la deformación debida a la temperatura, fluencia y retracción serán consideradas en el cálculo.

(2) Normalmente, la influencia de estos efectos se tiene en cuenta a través del cumplimiento de las reglas de aplicación de este anejo. Se prestará también atención a:

- minimizar la deformación y fisuración debida a los movimientos en edades tempranas, fluencia y retracción, a través de la composición adecuada del hormigón;
- minimizar la coacción de las deformaciones mediante la disposición de apoyos o juntas;
- si existen coacciones, asegurar que se tiene en cuenta su influencia en el cálculo.

(3) En estructuras de edificación, los efectos de la temperatura y la retracción pueden omitirse en el análisis global, siempre que las juntas se dispongan a una distancia $d_{joint} = 30 m$, de forma que puedan absorber las deformaciones resultantes.

El valor establecido para d_{joint} puede ser superado en el caso de edificios en los que se disponga una estrategia específica para resistir las correspondientes deformaciones termohigrométricas, como por ejemplo,

- mediante el uso de elementos prefabricados en los que se haya desarrollado una parte de las deformaciones reológicas antes de colocarse en la obra,
- se incorpore una armadura de confinamiento en los pilares,
- se disponga una armadura mínima en forjados para control de la fisuración, etc.

NOTA: Para estructuras de hormigón prefabricado, el valor puede ser mayor que en estructuras in situ, ya que una parte de la fluencia y retracción tiene lugar antes del montaje.

2.3.4 Parámetros geométricos

2.3.4.1 Generalidades

(1) Las reglas para los parámetros geométricos se establecen en el apartado 4 del Anejo 18 del Código Estructural.

2.3.4.2 Requisitos complementarios para pilotes ejecutados in situ

Las cimentaciones profundas quedan fuera del ámbito del Código Estructural.

2.4 Comprobación mediante el método de los coeficientes parciales de seguridad**2.4.1 Generalidades**

(1) Las reglas para el método de coeficientes parciales de seguridad se establecen en el apartado 6 del Anejo 18 del Código Estructural.

2.4.2 Valores de cálculo**2.4.2.1 Coeficiente parcial de seguridad para la retracción**

(1) En el caso de que sea necesario considerar las acciones de retracción para el estado límite último, deberá utilizarse un coeficiente parcial $\gamma_{sh} = 1,00$.

COMENTARIO:

En Estado Límite Último, el efecto de la retracción podrá despreciarse si las condiciones de ductilidad de la estructura son suficientes y se asegura que la estructura dispone de una capacidad de deformación mayor que las debidas a las deformaciones impuestas actuantes mediante la formación de rótulas plásticas.

2.4.2.2 Coeficientes parciales de seguridad para el pretensado

(1) En la mayoría de las situaciones el pretensado está diseñado para ser favorable y para la comprobación en estado límite último se utilizará el coeficiente $\gamma_{P,fav}$. Su valor será $\gamma_{P,fav} = 1,00$ para las situaciones de proyecto transitoria y accidental, pudiendo también emplearse para la comprobación de fatiga. El valor de cálculo del pretensado se puede tomar como el valor medio de la fuerza de pretensado (véase el apartado 4 del Anejo 18 del Código Estructural).

(2) En la comprobación de estado límite de inestabilidad con pretensado exterior, si un incremento del valor de pretensado puede ser desfavorable, deberá utilizarse $\gamma_{P,unfav} = 1,3$.

(3) En la comprobación de los efectos locales se debe utilizar $\gamma_{P,unfav} = 1,2$.

COMENTARIO:

La comprobación en los efectos locales de pretensado en las zonas de anclaje es un ejemplo del tipo de comprobación a la que se refiere este apartado.

NOTA: Los efectos locales provocados por el anclaje de la armadura de pretensado pretesa son considerados en el apartado 8.10.2 de este anejo.

2.4.2.3 Coeficiente parcial de seguridad para las cargas de fatiga

(1) El coeficiente parcial de seguridad para las cargas de fatiga es $\gamma_{F,fat} = 1,00$.

2.4.2.4 Coeficientes parciales de seguridad para los materiales

(1) Se deben utilizar los coeficientes parciales de seguridad para los materiales, γ_c y γ_s , para los estados límite últimos.

NOTA: Los valores de estos coeficientes parciales de seguridad, para las situaciones de proyecto permanente o transitoria y accidental, se indican en la Tabla A19.2.1. Estos valores no son válidos para el cálculo de estructuras frente al fuego. En este caso, se realizará de acuerdo con el Anejo 20 del Código Estructural.

Para las comprobaciones relativas al Estado Límite de Fatiga, se adoptan como valores para $\gamma_{c,fat}$ y $\gamma_{s,fat}$ los valores de los coeficientes parciales para las situaciones permanentes que se establecen en la Tabla A19.2.1.

Tabla A19. 2.1. Coeficientes parciales de seguridad para los materiales para los estados límite últimos.

Situación de cálculo	γ_c hormigón	γ_s armaduras pasivas	γ_s armaduras activas
Permanente o Transitoria	1,5	1,15	1,15
Accidental	1,3	1,0	1,0

(2) Los valores para los coeficientes parciales de seguridad de los materiales, para la comprobación en estado límite de servicio, deben tomarse como los que se establecen en las cláusulas particulares de este anejo. En ausencia de éstas, se tomarán los valores $\gamma_c = 1,0$ y $\gamma_s = 1,0$ para los estados límite de servicio.

(3) Pueden utilizarse valores más bajos de γ_c y γ_s si se justifica mediante medidas de reducción de la incertidumbre en la resistencia calculada.

NOTA: La información se establece en el Apéndice A.

2.4.2.5 Coeficientes parciales de seguridad para los materiales en cimentaciones

(1) Los valores de cálculo de las características resistentes del suelo deben calcularse de acuerdo con los documentos técnicos específicos que el autor del proyecto, bajo su responsabilidad, considere más adecuados.

COMENTARIOS:

En el ámbito de los Eurocódigos, las normas UNE-EN 1997 recogen los aspectos geotécnicos del proyecto de las obras de edificación y obra civil.

2.4.2.6 Modificación del coeficiente parcial de seguridad del acero

(1) Se podrá reducir el coeficiente parcial de seguridad del acero hasta 1,10, cuando se cumplan, al menos, dos de las siguientes condiciones:

- a) que la ejecución de la estructura se controle con nivel intenso, de acuerdo con

lo establecido en el apartado 22.4.1 de este Código Estructural y que las tolerancias de colocación de la armadura sean conformes con las definidas explícitamente en el proyecto, las cuales deberán ser, al menos, igual de exigentes que las indicadas en el apartado 6 del Anejo 14 de este Código Estructural.

- b) que las armaduras pasivas o activas, según el caso, estén en posesión de un distintivo de calidad oficialmente reconocido, conforme con el Artículo 18 del Código Estructural, o que formen parte de un elemento prefabricado que ostente un distintivo de calidad oficialmente reconocido con nivel de garantía conforme con el citado artículo.
- c) que el acero para las armaduras pasivas, o el acero de armaduras activas, según el caso, estén en posesión de un distintivo de calidad oficialmente reconocido, conforme con el Artículo 18 del Código Estructural.

COMENTARIOS:

En el caso de las armaduras que forman parte de los elementos prefabricados en posesión de un Distintivo Oficialmente Reconocido, podrá usarse también el coeficiente parcial de seguridad para el acero de 1,10 para sus características mecánicas propias o asociadas a la puesta en obra, siempre y cuando las piezas suministradas se acompañen de unas instrucciones que permitan controlar el montaje en la obra conforme a lo establecido en el Anejo 15 del Código Estructural para el control intenso del montaje de elementos prefabricados. Dichas instrucciones de montaje tendrán que ser incorporadas al programa de control de la obra.

2.4.2.7 Modificación del coeficiente parcial de seguridad del hormigón

(1) Se podrá reducir el coeficiente parcial de seguridad del hormigón hasta 1,40 en el caso general y hasta 1,35 en el caso de elementos prefabricados, cuando se cumplan simultáneamente las siguientes condiciones:

- a) que la ejecución de la estructura se controle con nivel intenso, de acuerdo con lo establecido en el apartado 22.4.1 de este Código Estructural y que las desviaciones en la geometría de la sección transversal respecto a las nominales del proyecto sean conformes con las definidas explícitamente en el proyecto, las cuales deberán ser, al menos, igual de exigentes que las indicadas en el apartado 6 del Anejo 14 de este Código Estructural, y
- b) que el hormigón esté en posesión de un distintivo de calidad oficialmente reconocido, con nivel de garantía conforme con el Artículo 18 del Código Estructural, o que formen parte de un elemento prefabricado que ostente un distintivo de calidad oficialmente reconocido conforme con el citado artículo.

COMENTARIOS:

La reducción del coeficiente de seguridad se basa en la disminución de incertidumbres asociadas tanto al material empleado, como a los procesos de ejecución. En el caso del hormigón que forma parte de los elementos prefabricados, su ejecución puede desglosarse en dos fases: la que se desarrolla en la instalación de prefabricación, que da lugar al propio elemento, y la que se hace en obra, mediante las correspondientes operaciones de colocación y montaje del mismo en el conjunto de la estructura.

En consecuencia, para la aplicación del coeficiente parcial de seguridad reducido del hormigón en el caso de un elemento prefabricado, no es suficiente que el material tenga distintivo de calidad y la ejecución en obra se controle a nivel intenso, pues en dicho caso no habría ninguna reducción de las incertidumbres asociadas al proceso ejecución del elemento en la propia instalación de prefabricación. Por ello, el articulado exige que sea el elemento prefabricado, y no sólo el hormigón, el que deba estar en posesión del distintivo de calidad.

En el caso de elementos prefabricados en posesión de un Distintivo Oficialmente Reconocido, podrá usarse el coeficiente de seguridad para el hormigón de 1,35 para sus características mecánicas propias o asociadas a la puesta en obra, siempre y cuando las piezas suministradas se acompañen de unas instrucciones que permitan controlar el montaje en la obra conforme a lo establecido en el Capítulo 15 del Código Estructural para el control intenso del montaje de elementos prefabricados. Dichas instrucciones de montaje tendrán que ser incorporadas al programa de control de la obra.

2.4.3 Combinación de acciones

(1) El formato general para la combinación de acciones en estado límite último y en estado límite de servicio se establece en el Apartado 6 del Anejo 18 del Código Estructural.

NOTA 1: La expresión detallada para la combinación de acciones se establece en los apéndices del Anejo 18 del Código Estructural, por ejemplo apéndice A1 para la edificación, A2 para puentes, etc., con los correspondientes valores recomendados para los coeficientes parciales y los correspondientes valores representativos de las acciones.

NOTA 2: La combinación de acciones para la comprobación de fatiga se establece en el apartado 6.8.3.

(2) Para cada acción permanente, debe aplicarse en toda la estructura el menor o mayor valor de cálculo (el que produzca el efecto más desfavorable). Un ejemplo es el peso propio de una estructura.

NOTA: Pueden existir varias excepciones a esta regla (por ejemplo en la comprobación del equilibrio estático, véase el apartado 6 del Anejo 18 del Código Estructural). En tales casos puede utilizarse un conjunto diferente de coeficientes (Conjunto A). Un ejemplo válido para edificación se establece en el apéndice A1 del Anejo 18.

2.4.4 Comprobación del equilibrio estático - EQU

(1) El formato de fiabilidad para la comprobación del equilibrio estático también es de aplicación a las situaciones de cálculo de EQU, tales como los dispositivos de sujeción o la comprobación del levantamiento de apoyos en vigas continuas.

NOTA: La información se establece en el apéndice A del Anejo 18 del Código Estructural.

2.5 Proyecto asistido por ensayos

(1) El proyecto de estructuras o elementos estructurales puede hacerse basado en ensayos.

NOTA: La información se establece en el apartado 5 y en el apéndice D del Anejo 18 del Código Estructural.

2.6 Requisitos complementarios para cimentaciones

(1) Cuando la interacción terreno-estructura tenga una influencia significativa sobre los efectos de las acciones de la estructura, se deberán considerar las propiedades del terreno y los efectos en la interacción de acuerdo con los documentos técnicos específicos que el autor del proyecto, bajo su responsabilidad, considere más adecuados.

COMENTARIOS:

En el ámbito de los Eurocódigos, la norma UNE-EN 1997-1 recoge las bases generales para los aspectos geotécnicos del proyecto de las obras de edificación y obra civil.

(2) Cuando sea probable la existencia de asentamientos diferenciales significativos, debe comprobarse su influencia sobre los efectos de las acciones en la estructura.

NOTA 1: El apéndice G puede utilizarse para la modelización de la interacción terreno-estructura.

NOTA 2: Los métodos sencillos, que no tienen en cuenta los efectos de la deformación del terreno, son normalmente apropiados para la mayoría de los cálculos de estructuras.

(3) Las cimentaciones de hormigón se dimensionarán de acuerdo con los documentos técnicos específicos que el autor del proyecto, bajo su responsabilidad, considere adecuados.

(4) Cuando corresponda, el cálculo deberá incluir los efectos de fenómenos como la subsidencia, levantamiento de tierras, helada, deshielo, erosión, etc.

COMENTARIOS:

En el ámbito de los Eurocódigos, la norma UNE-EN 1997-1 recoge las bases generales para los aspectos geotécnicos del proyecto de las obras de edificación y obra civil.

2.7 Requisitos para fijaciones

(1) Los efectos locales y estructurales de las fijaciones deben considerarse.

3 Materiales**3.1 Hormigón****3.1.1 Generalidades**

(1) Se tendrá en cuenta lo establecido en el Artículo 33 de este Código, así como las siguientes cláusulas que establecen los principios y reglas para hormigones convencionales y de alta resistencia.

(2) Las recomendaciones para los hormigones con fibras, con áridos ligeros u hormigones proyectados se establecen en los Anejos 7, 8 y 9 de este Código.

3.1.2 Resistencia

(1) La resistencia a compresión del hormigón se indica mediante las clases resistentes del hormigón, que se relacionan con la resistencia característica (5%) medida en probeta cilíndrica f_{ck} , de acuerdo a lo establecido en el apartado 33.3.

(2) Las clases resistentes en este código están basadas en la resistencia característica de probeta cilíndrica, f_{ck} , determinada a los 28 días con un valor máximo recomendado de 90 N/mm².

(3) Las resistencias características, f_{ck} , y las correspondientes características mecánicas para el cálculo, se indican en la Tabla A19.3.1.

(4) En ciertas ocasiones (por ejemplo en el pretensado), puede ser conveniente evaluar la resistencia a compresión del hormigón antes o después de 28 días, sobre probetas de ensayo conservadas en condiciones diferentes a las indicativas en UNE-EN 12390-2. En este caso, se tendrá en cuenta lo recogido en el apartado 57.3 del Código Estructural.

Si la resistencia se determina a una edad $t > 28$ días, los valores α_{cc} y α_{ct} definidos en 3.1.6 (1) y 3.1.6 (2), deberán ser reducidos por un factor $k_t = 0,85$.

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

$$f_{ck}(t) = f_{cm}(t) - 8(N/mm^2) \text{ para } 3 < t < 28 \text{ días}$$

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

Para obtener valores más precisos habrá que basarse en ensayos, especialmente para $t \leq 3$ días.

(6) La resistencia a compresión a una determinada edad t depende del tipo de cemento, la temperatura y las condiciones de curado. Para una temperatura media de 20° C y un curado de acuerdo con UNE-EN 12390 la resistencia a compresión a distintas edades $f_{cm}(t)$ se puede estimar mediante las Expresiones (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 a compresión del hormigón a una edad de t días,

f_{cm} es la resistencia media a compresión del hormigón a 28 días de acuerdo con la tabla A19.3.1,

$\beta_{cc}(t)$ 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 cementos de clases resistentes CEM 42,5 R, CEM 52,5 N y CEM 52,5 R (Clase R)

= 0,25 para cementos de clases resistentes CEM 32,5 R, CEM 42,5 N (Clase N)

= 0,38 para cementos de clases resistentes CEM 32,5 N (Clase S)

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

Cuando el hormigón no se ajuste a las especificaciones para la resistencia a compresión a 28 días, no es apropiada la utilización de las Expresiones (3.1) y (3.2).

Esta cláusula no debe utilizarse para justificar, a posteriori, una resistencia no conforme con la de referencia, debida a un posterior aumento en su valor.

En los casos en los que se aplique un curado al vapor al elemento, véase el apartado 10.3.1.1 (3).

(7) La resistencia a tracción se refiere a la tensión mayor alcanzada bajo carga de tracción centrada. Para la obtención de la resistencia a flexo-tracción de referencia véase el apartado 3.1.8 (1).

(8) Cuando la resistencia a tracción se determine mediante la resistencia a tracción indirecta $f_{ct,sp}$ puede tomarse un valor aproximado de la resistencia a tracción f_{ct} mediante la siguiente expresión:

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

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

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

donde:

$\beta_{cc}(t)$ sigue la expresión (3.2) y

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

$\alpha = 2/3$ para $t \geq 28$. El valor para f_{ctm} se establece en la Tabla A19.3.1

NOTA: Cuando el desarrollo de la resistencia a tracción con el tiempo sea importante, se recomienda que sean llevados a cabo ensayos 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, de la dosificación (fundamentalmente de los áridos). Los valores que se establecen en este anejo deben ser considerados como indicativos para las aplicaciones generales. Sin embargo, deberán evaluarse específicamente cuando se especifica que la estructura es sensible a las variaciones de estos valores generales.

(2) El módulo de elasticidad de un hormigón está considerado por los módulos de elasticidad de sus componentes. En la Tabla A19.3.1 se establecen los valores aproximados del módulo de elasticidad secante E_{cm} , para valores comprendidos entre $\sigma_c = 0$ y $0,4 f_{cm}$, en el caso de hormigones con áridos cuarcíticos. Para áridos calizos y areniscas se reducirá el valor un 10% y un 30% respectivamente. Para áridos basálticos el valor se incrementará en un 20%.

Clases resistentes del hormigón															Relación analítica / Explicación
f_{ck} (N/mm ²)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	
f_{cm} (N/mm ²)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	$f_{cm}(t)=f_{ck}(t)+8$ (N/mm ²)
f_{ctm} (N/mm ²)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0	$f_{ctm}=0,30 \times f_{ck}^{(2/3)} \leq f_{ck}$ 50 N/mm ² $f_{ctm}=2,12 \cdot \ln(1+(f_{cm}/10)) > f_{ck}$ 50 N/mm ²
$f_{ctk}; 0,05$ (N/mm ²)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5	$f_{ctk}; 0,05=0,7 \times f_{ctm}$ cuantil 5%
$f_{ctk}; 0,95$ (N/mm ²)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6	$f_{ctk}; 0,95=1,3 \times f_{ctm}$ cuantil 95%
$E_{cm}(10^3 \cdot N/mm^2)$	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm}=22[(f_{cm})/10]^{0,3}$ (f_{cm} enN/mm2)
$\epsilon_{c1}(\text{‰})$	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8	véase la Figura A19.3.2 $\epsilon_{c1}(\text{‰})=0,7 f_{cm}^{0,31} \leq 2,8$
$\epsilon_{cu1}(\text{‰})$	3,5									3,2	3,0	2,8	2,8	2,8	véase la Figura A19.3.2 para $f_{ck} \geq 50$ N/mm ² $\epsilon_{cu1}(\text{‰})=2,8+27[(98-f_{cm}/100)]^4$
$\epsilon_{c2}(\text{‰})$	2,0									2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	véase la Figura A19.3.3 para $f_{ck} \geq 50$ N/mm ² $\epsilon_{c2}(\text{‰})=2,0+0,85[(f_{ck}-50)]^{0,53}$
$\epsilon_{cu2}(\text{‰})$	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	véase la Figura A19.3.3 para $f_{ck} \geq 50$ N/mm ² $\epsilon_{cu2}(\text{‰})=2,6+35[(90-f_{ck})/100]^4$
n	2,0									1,75	1,6	1,45	1,4	1,4	para $f_{ck} \geq 50$ N/mm ² $n=1,4+23,4[(90-f_{ck})/100]^4$
$\epsilon_{c3}(\text{‰})$	1,75									1,8	1,9	2,0	2,2	2,3	véase la Figura A19.3.4 para $f_{ck} \geq 50$ N/mm ² $\epsilon_{c3}(\text{‰})=1,75+0,55[(f_{ck}-50)/40]$
$\epsilon_{cu3}(\text{‰})$	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	véase la Figura A19.3.4 para $f_{ck} \geq 50$ N/mm ² $\epsilon_{cu3}(\text{‰})=2,6+35[(90-f_{ck})/100]^4$

Tabla A19.3.1 Características de resistencia y deformación del hormigón

(3) La variación del módulo de elasticidad en función del tiempo puede estimarse como:

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

donde $E_{cm}(t)$ y $f_{cm}(t)$ son valores a una edad de t días, siendo E_{cm} y f_{cm} los valores correspondientes a la edad de 28 días. La relación entre $f_{cm}(t)$ y f_{cm} sigue la expresión (3.1).

(4) El coeficiente de Poisson puede tomarse igual a 0,2 para hormigón sin fisurar e igual a 0 para hormigón fisurado.

(5) Si no se dispone de información más precisa, el coeficiente de dilatación térmica puede tomarse igual a $10 \cdot 10^{-6} K^{-1}$.

3.1.4 Fluencia y retracción

(1) La fluencia y retracción del hormigón dependen de la humedad del ambiente, de las dimensiones de los elementos y de la dosificación del hormigón. La fluencia también se ve afectada por la edad de puesta en carga y la magnitud y duración de dicha carga.

(2) El coeficiente de fluencia, $\varphi(t, t_0)$ está relacionado con el módulo tangente, E_c , que puede tomarse como $1,05 E_{cm}$. Cuando no se requiera una gran precisión, el valor que se encuentra en la Figura A19.3.1 se podrá considerar como coeficiente de fluencia, siempre que el hormigón no esté sometido a una tensión de compresión mayor que $0,45 f_{ck}(t_0)$ a una edad t_0 , que se corresponde con la edad de puesta en carga del hormigón.

NOTA: Para más información, incluyendo el desarrollo de la fluencia con el tiempo, véase el apéndice B.

(3) La deformación de fluencia del hormigón $\varepsilon_{cc}(\infty, t_0)$ a tiempo $t = \infty$ para una tensión de compresión constante, σ_c , aplicada sobre el hormigón a la edad t_0 , se establece mediante la expresión:

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

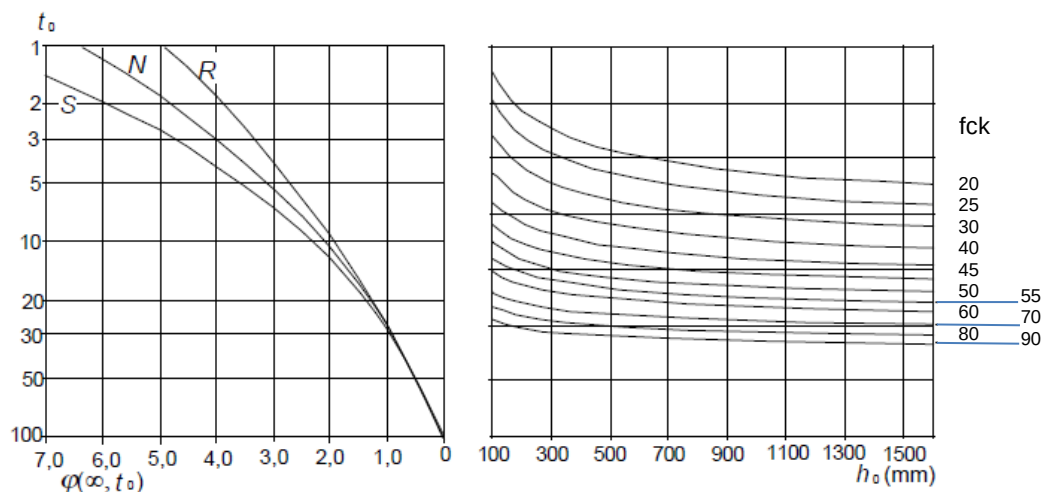
(4) Cuando la tensión de compresión del hormigón a una edad t_0 supere el valor $0,45 f_{ck}(t_0)$, se deberá considerar la no linealidad de la fluencia. En tal caso, como resultado del pretensado puede originarse un incremento de la tensión, por ejemplo en elementos de hormigón prefabricado a la altura de la armadura activa. En estos casos el coeficiente de fluencia teórico no lineal se obtendrá a partir de la siguiente expresión:

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

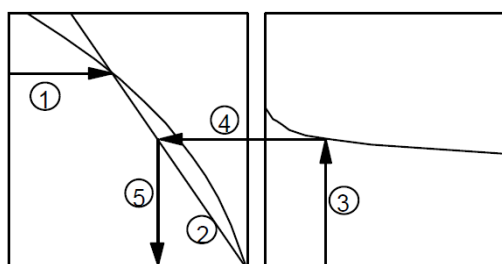
donde:

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

k_σ es la relación tensión-resistencia $\sigma_c / f_{ck}(t_0)$ donde σ_c es la tensión de compresión y $f_{ck}(t_0)$ es la resistencia característica del hormigón a compresión, a la edad de puesta en carga.



Condiciones internas – HR = 50 %

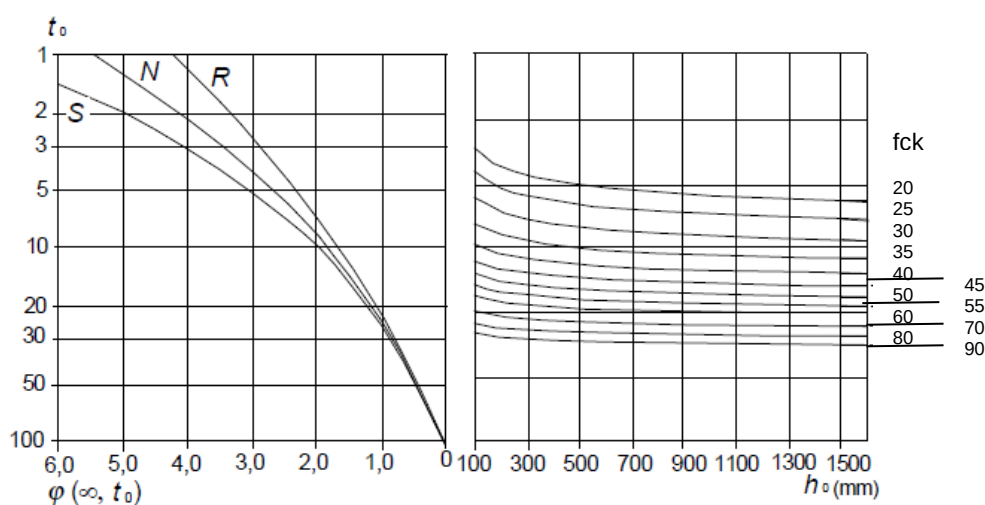


NOTA:

-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 utilizar la

línea tangente).



Condiciones externas – HR = 80 %

Figura A19.3.1: Método para determinar el coeficiente de fluencia $\varphi(\infty, t_0)$ para el hormigón en condiciones ambientales normales

(5) Los valores establecidos en la Figura A19.3.1 son válidos para una temperatura ambiente comprendida entre -40°C y $+40^{\circ}\text{C}$ y una humedad relativa media comprendida entre $HR = 40\%$ y $HR = 100\%$. Se emplea la siguiente notación:

$\varphi(\infty, t_0)$ es el coeficiente de fluencia a tiempo infinito,

t_0 es la edad del hormigón en el momento de puesta en carga (en días),

h_0 es el espesor teórico $= 2A_c/u$, donde A_c es el área de la sección de hormigón y u es el perímetro en contacto expuesto al secado.

S es la clase S, de acuerdo con 3.1.2 (6)

N es la clase N, de acuerdo con 3.1.2 (6)

R es la clase R, de acuerdo con 3.1.2 (6)

(6) La deformación total de retracción se compone de dos partes; deformación de retracción por secado y la deformación de retracción autógena. La deformación de retracción por secado se desarrolla lentamente, pues es función de la migración de agua a través del hormigón endurecido. La deformación de retracción autógena se desarrolla durante el endurecimiento del hormigón: por lo que su mayor parte se desarrolla en los primeros días después de su puesta en obra. La retracción autógena es una función lineal de la resistencia del hormigón. Debe considerarse específicamente cuando el hormigón nuevo se vierte sobre el hormigón endurecido. Por consiguiente, los valores de la retracción total ε_{cs} se obtienen mediante la siguiente expresión:

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

donde:

ε_{cs} es la deformación total de retracción,

ε_{cd} es la deformación de retracción por secado,

ε_{ca} es la deformación de retracción autógena.

El valor final de la deformación de retracción por secado $\varepsilon_{cd,\infty}$, es igual a $k_h \cdot \varepsilon_{cd,0}$, donde $\varepsilon_{cd,0}$ puede tomarse de la Tabla A19.3.2 (valores medios esperados, con un coeficiente de variación del 30%).

NOTA: La fórmula para $\varepsilon_{cd,0}$ se establece en el Apéndice B

Tabla A19.3.2 Valores nominales de la retracción por secado $\varepsilon_{cd,0}$ (en ‰), para un hormigón sin coaccionar y fabricado con cemento CEM de Clase N

f_{ck} (N/mm ²)	Humedad relativa (en %)					
	20	40	60	80	90	100
20	0,62	0,58	0,49	0,30	0,17	0,00
40	0,48	0,46	0,38	0,24	0,13	0,00
60	0,38	0,36	0,30	0,19	0,10	0,00
80	0,30	0,28	0,24	0,15	0,08	0,00
90	0,27	0,25	0,21	0,13	0,07	0,00

El desarrollo en el tiempo de la retracción por secado tiene la siguiente expresión:

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

donde:

k_h es un coeficiente que depende del espesor medio h_0 , de acuerdo con la Tabla A19.3.3.

Tabla A19.3.3 Valores para k_h en la expresión (3.9)

h_0	k_h
100	1.00
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 el momento de puesta en carga considerado (en días).

t_s es la edad del hormigón (en días) al comienzo de la retracción por secado (o expansión). Normalmente esta edad coincide con el final del curado.

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

donde:

A_c es el área de la sección de hormigón,

u es el perímetro expuesto al secado.

La deformación de retracción autógena tiene la siguiente expresión

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

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 está expresado en días.

3.1.5 Diagrama tensión–deformación para el análisis no lineal.

(1) La relación entre σ_c y ε_c mostrada en la Figura A19.3.2 (las tensiones de compresión y las deformaciones de acortamiento se muestran en valores absolutos) para carga uniaxial a corto plazo, sigue la expresión (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 bajo carga máxima de acuerdo con la Tabla A19.3.1,

$$k = 1,05 E_{cm} \times |\varepsilon_{c1}| / f_{cm} \quad (f_{cm} \text{ de acuerdo con la Tabla A19.3.1}).$$

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

(2) Pueden aplicarse otros diagramas de tensión-deformación teóricos, siempre que representen adecuadamente el comportamiento del hormigón considerado.

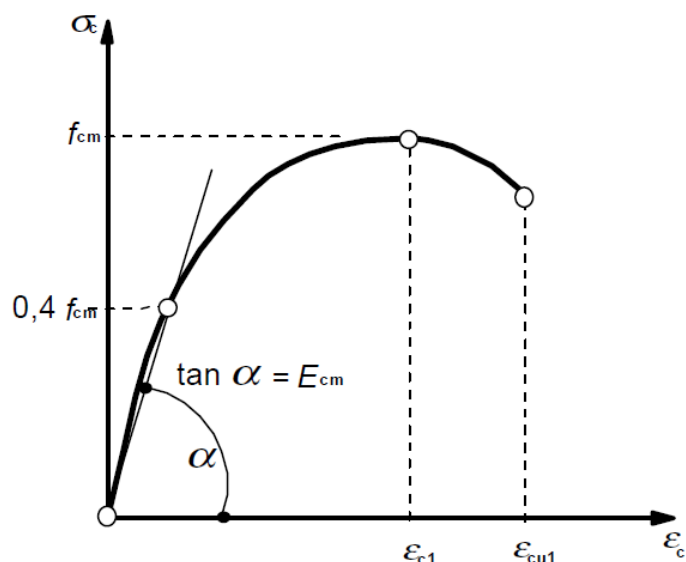


Figura A19.3.2 Representación esquemática del diagrama tensión–deformación para el análisis estructural (la utilización de $0,4 f_{cm}$ para la definición de E_{cm} es aproximada)

3.1.6 Resistencias de cálculo a compresión y tracción

(1) El valor de 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 el hormigón, véase el apartado 2.4.2.4, y

α_{cc} es el coeficiente que tiene en cuenta los efectos a largo plazo sobre la resistencia a compresión del hormigón y los efectos desfavorables resultantes de la manera en la que se aplica la carga. Con carácter general, su valor será $\alpha_{cc} = 1,00$, si bien para elementos estructurales en los que la carga permanente constituya una parte muy importante de la carga total (superior al 80%), el autor del proyecto podrá adoptar un valor inferior, comprendido entre 0,85 y 1,0.

COMENTARIO:

De acuerdo con lo indicado en los apartados 11 y 12 de este Anejo, en caso de hormigón con árido ligero y en elementos de hormigón en masa, se adoptará el valor $\alpha_{1cc} = 0,85$.

(2) El valor de 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 el hormigón, véase el apartado 2.4.2.4, y

α_{ct} es el coeficiente que tiene en cuenta los efectos a largo plazo sobre la resistencia a tracción del hormigón y los efectos desfavorables resultantes de la forma en que la carga es aplicada. Su valor será $\alpha_{ct} = 1,00$.

3.1.7 Diagrama tensión-deformación para el cálculo de secciones transversales

(1) Para el cálculo de secciones transversales se pueden emplear las siguientes expresiones de la relación tensión-deformación, véase la Figura A19.3.3 (la deformación de compresión se tomará como positiva):

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

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

donde:

n es el exponente de acuerdo con la Tabla A19.3.1,

ε_{c2} es la deformación que se produce al alcanzar la máxima resistencia de acuerdo con la Tabla A19.3.1,

ε_{cu2} es la deformación de rotura de acuerdo con la Tabla A19.3.1.

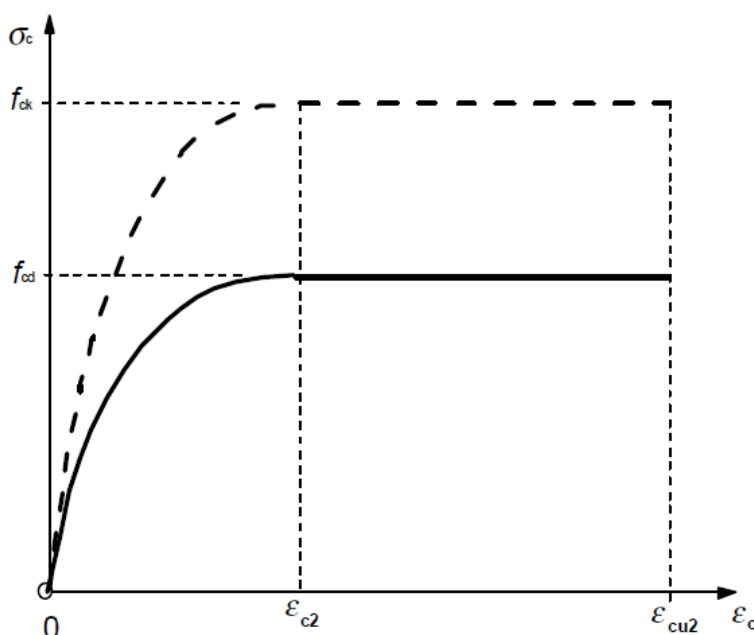


Figura A19.3.3: Diagrama parábola-rectángulo

(2) Otra forma simplificada de relacionar tensión y deformación, que puede emplearse de manera equivalente a la definida en (1), o incluso quedar del lado de la seguridad, es el caso del diagrama bilineal mostrado en la Figura A19.3.4 (la resistencia a compresión y la deformación de acortamiento se muestran en valores absolutos) con valores de ε_{c3} y ε_{cu3} conformes con la Tabla 3.1.

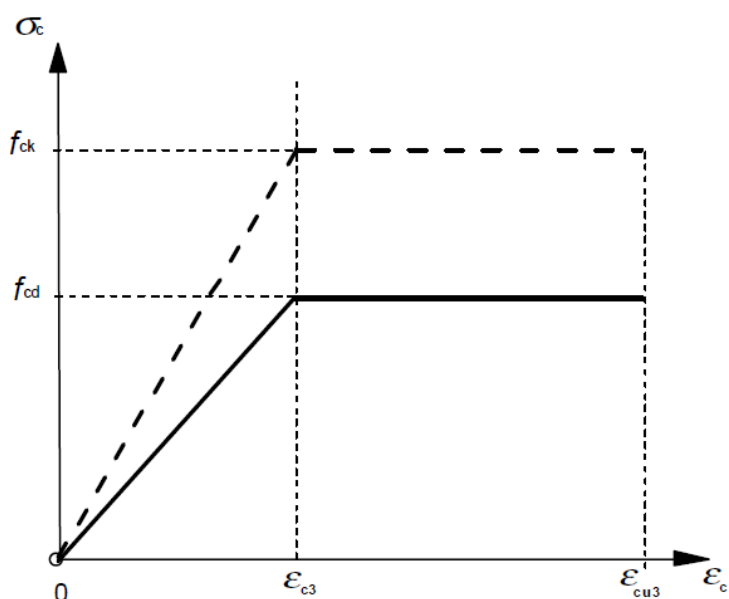


Figura A19.3.4: Diagrama tensión-deformación bilineal

(3) Puede emplearse una distribución rectangular de tensiones (véase la Figura A19.3.5). El coeficiente λ , que define el canto útil de la zona de compresión y el coeficiente η , que define la resistencia efectiva, se establecen de la siguiente manera:

$$\lambda = 0,8 \quad \text{para } f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2 \quad (3.19)$$

$$\lambda = 0,8 - \frac{(f_{ck} - 50)}{400} \quad \text{para } 50 < f_{ck} \leq 90 \text{ N/mm}^2 \quad (3.20)$$

y

$$\eta = 1,0 \quad \text{para } f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2 \quad (3.21)$$

$$\eta = 1,0 - \frac{(f_{ck} - 50)}{200} \quad \text{para } 50 < f_{ck} \leq 90 \text{ N/mm}^2 \quad (3.22)$$

NOTA: Si el ancho de la zona comprimida desciende en la dirección de la fibra extrema de compresión, el valor de ηf_{cd} debe reducirse en un 10%.

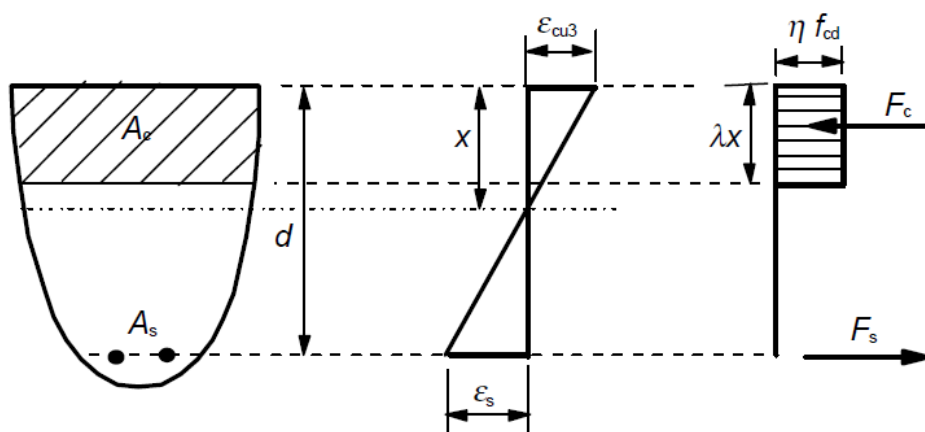


Figura A19.3.5 Diagrama rectangular de tensiones

3.1.8 Resistencia a flexo-tracción

(1) La resistencia media a flexo-tracción de los elementos de hormigón armado depende de la resistencia media a tracción y del canto de la sección. Se utilizan las siguientes expresiones para su determinación:

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

donde:

h es el canto total del elemento en mm ,

f_{ctm} es la resistencia media a tracción de acuerdo con la Tabla A19. 3.1.

Lo establecido en la expresión (3.23) también se aplica para los valores de la resistencia característica a tracción.

3.1.9 Hormigón confinado

(1) El confinamiento del hormigón conlleva una modificación de la relación entre tensión y deformación: se alcanzan mayores resistencias y mayores deformaciones críticas. Se puede considerar que el resto de las características de los materiales no se ven afectadas para el cálculo.

(2) Ante la ausencia de datos más precisos, puede utilizarse el diagrama tensión-deformación mostrado en la Figura A19.3.6 (la deformación de compresión se toma positiva), con el incremento de la resistencia característica y las deformaciones establecidas mediante la siguiente formulación:

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

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

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

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

donde: σ_2 ($= \sigma_3$) es la tensión lateral efectiva de compresión en Estado Límite Último debida al confinamiento y ε_{c2} y ε_{cu2} se toman de la Tabla A19. 3.1. El confinamiento puede ser generado mediante vínculos o arriostramientos adecuados, que pueden alcanzar la condición de plastificación por la expansión lateral del hormigón.

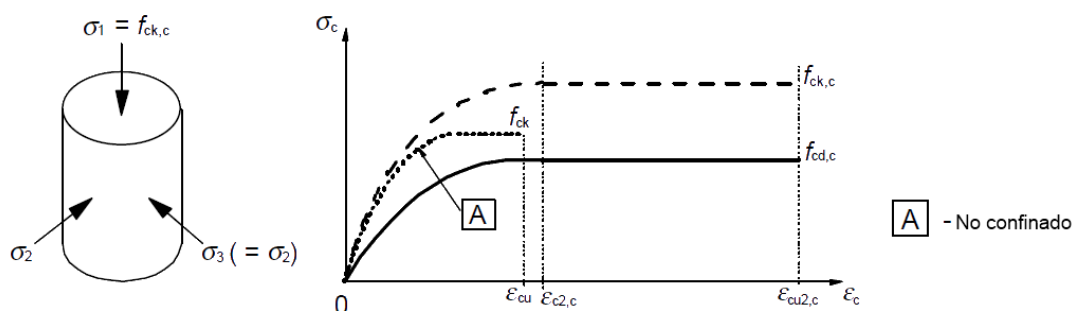


Figura A19.3.6: Diagrama tensión-deformación para hormigón confinado

3.2 Acero para armaduras pasivas

El acero para armaduras pasivas debe cumplir las exigencias establecidas en el Artículo 34 del Código Estructural, mientras que las armaduras pasivas están reguladas en el Artículo 35.

3.2.1 Generalidades

(1) Las siguientes cláusulas establecen los principios y reglas para las armaduras suministradas en forma de barras, rollos, mallas electrosoldadas y armaduras básicas en celosía. No serán de aplicación para el caso de barras con algún tipo de recubrimiento especial.

(2) Los requisitos para las propiedades de la armadura serán para el material tal y como está colocado en el hormigón endurecido. Si los trabajos in situ pueden afectar a las propiedades de la armadura, deberán comprobarse dichas propiedades después de tales operaciones.

(3) En el caso de utilizar otros aceros no conformes con UNE-EN10080, deberán verificarse sus propiedades para estar de acuerdo con lo establecido en los apartados 3.2.2 a 3.2.6 y el Apéndice C.

(4) Las propiedades requeridas para las armaduras deberán comprobarse mediante procedimientos de ensayo de acuerdo con UNE-EN 10080.

NOTA: La UNE-EN 10080 hace referencia a un límite elástico R_e , que está relacionado con los valores característicos, máximo y mínimo, basados en los niveles de calidad de la producción a gran escala. En cambio f_{yk} es el límite de elasticidad característico basado únicamente en la armadura utilizada en una estructura particular. No existe relación directa entre f_{yk} y el característico R_e . Sin embargo, los métodos de evaluación y comprobación del límite elástico conforme a UNE-EN 10080, suponen una comprobación suficiente para obtener f_{yk} .

(5) Las reglas relativas a armaduras básicas electrosoldadas en celosía (véase UNE-EN 10080 para su definición) serán únicamente de aplicación en aquellas que se fabriquen con barras corrugadas o grafiladas (de acuerdo al apartado 35.2.2 del Código Estructural). Las celosías fabricadas con otros tipos de armaduras deben ir acompañadas por un Documento de Evaluación Europeo correspondiente.

3.2.2 Propiedades

(1) El comportamiento de la armadura se establece mediante las siguientes propiedades:

- límite elástico (f_{yk} o $f_{0,2k}$),
- resistencia a tracción (f_t),
- ductilidad (ε_{uk} y f_t/f_{yk}),
- aptitud al doblado,
- características de adherencia (f_R véase apéndice C),
- tamaño de la sección y tolerancias,
- resistencia a fatiga,

- soldabilidad,
- resistencia a cortante y a soldadura para mallas electrosoldadas y para armaduras básicas electrosoldadas en celosía

(2) Este Anejo es de aplicación para armaduras soldadas y corrugadas, incluyendo las mallas. Los métodos de soldadura permitidos se establecen en la Tabla A19. 3.4.

NOTA 1: Las propiedades requeridas para la utilización de la armadura con este Anejo se establecen en los artículos 34 y 35 del Código Estructural.

(3) Las reglas de aplicación para el cálculo y definición de los detalles de proyecto establecidas en este Anejo, son válidas para un rango de límite elástico comprendido entre $f_{yk} = 400 \text{ N/mm}^2$ y $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$.

(4) Las características superficiales de las barras corrugadas deberán ser tales que aseguren una adecuada adherencia con el hormigón.

(5) Se supone que la adherencia es adecuada si se cumplen las especificaciones recogidas en el apartado 34.2 del Código Estructural.

(6) La armadura deberá tener una aptitud al doblado adecuada para permitir la utilización de los diámetros mínimos del mandril especificados en la Tabla 34.2.b del Código Estructural y para permitir el desdoblado, de acuerdo a lo establecido en la Tabla 34.2.c. del Código Estructural.

3.2.3 Resistencia

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

3.2.4 Características de ductilidad

(1) La armadura deberá tener una ductilidad adecuada, definida por la relación entre el cociente entre la resistencia a tracción y el límite elástico, $(f_t/f_y)_k$, así como por la deformación bajo carga máxima (ε_{uk}) .

(2) La Figura A19.3.7 muestra los diagramas tensión-deformación para aceros laminados en caliente y conformados en frío.

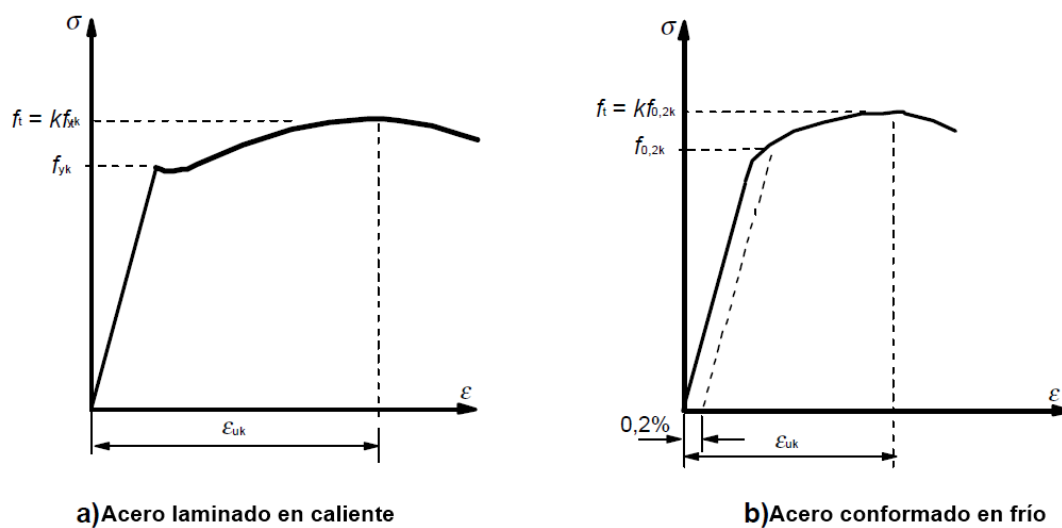


Figura A19.3.7: Diagramas tensión-deformación para armadura pasiva (se muestran valores absolutos para tensión y deformación de tracción)

3.2.5 Soldaduras

(1) Los procesos de soldaduras para barras de armado deberán ser conformes con la Tabla A19. 3.4. Además, la soldabilidad debe seguir lo indicado en UNE-EN 10080.

Tabla A19. 3.4: Procesos de soldadura permitidos y ejemplos de aplicación.

Caso de carga	Método de soldadura	Barras traccionadas ¹	Barras comprimidas
Predominantemente estática(ver 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 con $\phi \geq 20\text{ mm}$, empalme, solape, uniones en cruz ³ , uniones con otros elementos de acero	
	Soldadura de arco eléctrico activo ²	Empalme, solape de uniones en cruz ³ , uniones con otros elementos de acero	
		-	Soldadura a tope con $\phi \geq 20\text{ mm}$
	Soldadura por rozamiento	Soldadura a tope, uniones con otros aceros	
	Puntos de soldadura por resistencia	Unión por solape ⁴ , unión en cruz ^{2,4}	
No predominantemente estática (ver 6.8.1(2))	Soldadura por resistencia bajo presión	soldadura a tope	
	Soldadura manual de arco eléctrico	-	Soldadura a tope con $\phi \geq 14\text{ mm}$
	Soldadura de arco eléctrico activo	-	Soldadura a tope con $\phi \geq 14\text{ mm}$
	Soldadura por puntos resistentes	Unión por solape ⁴ , unión en cruz ^{2,4}	
NOTAS:			
1. Únicamente podrán ser soldadas juntas aquellas barras que tengan el mismo diámetro nominal.			
2. Relación de diámetros de las barras que se sueldan $\geq 0,57$.			
3. Para uniones en apoyos $\phi \leq 16\text{ mm}$.			
4. Para uniones en apoyos $\phi \leq 28\text{ mm}$.			

- (2) Todas las soldaduras de barras se realizarán de acuerdo con UNE-EN ISO 17660.
- (3) La resistencia de las uniones soldadas, a lo largo de la longitud de anclaje de las mallas electrosoldadas, deberá ser suficiente para resistir los esfuerzos de cálculo.
- (4) En las mallas electrosoldadas, la resistencia de las uniones soldadas puede suponerse adecuada si cumplen los requisitos establecidos en los apartados 35.2.1 y 35.2.2 del Código Estructural.

3.2.6 Fatiga

- (1) Donde se requiera la resistencia a fatiga, se realizarán las comprobaciones recogidas en los apartados 34.2 y 35.2.1 del Código Estructural.

3.2.7 Hipótesis de cálculo

- (1) El cálculo debe estar basado en el área nominal de la sección de la armadura y los valores de cálculo que se derivan de los valores característicos indicados en el apartado 3.2.2.
- (2) Para el cálculo normal, se puede tener en cuenta cualquiera de las siguientes hipótesis (véase la Figura A19.3.8):

- a) una rama superior inclinada con un límite de deformación $\varepsilon_{ud} = 0,9 \varepsilon_{uk}$ y una tensión máxima de $k f_{yk}/\gamma_s$ en ε_{uk} donde $k = (f_t/f_y)_k$,
- b) una rama horizontal superior, sin necesidad de comprobar el límite de deformación.

NOTA: El valor de $(f_t/f_y)_k$ se establece en el Apéndice C.

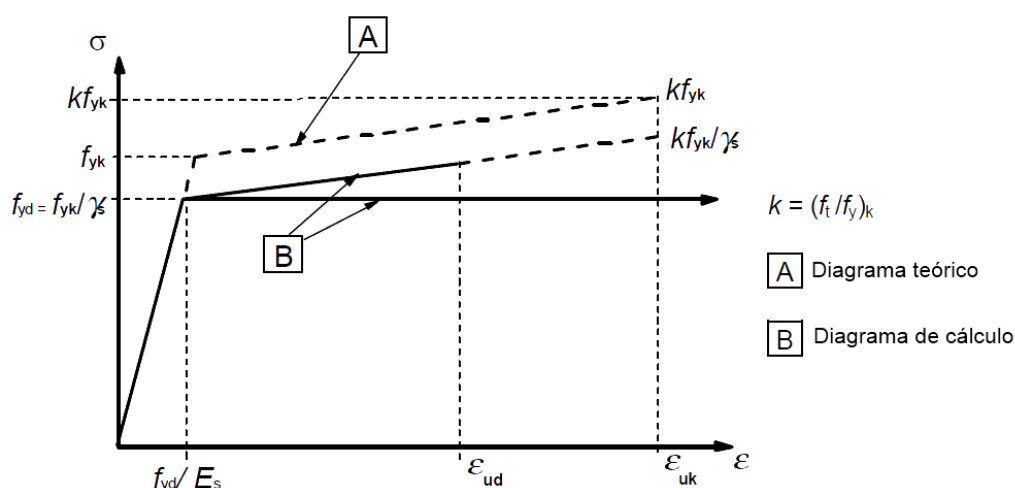


Figura A19.3.8: Diagramas de tensión-deformación teórico y de cálculo para las armaduras (para tracción y compresión)

- (3) El valor medio de la densidad es 7850 kg/m^3
- (4) El valor de cálculo del módulo de elasticidad, E_s , es igual a 200.000 N/mm^2

3.3 Acero para armaduras activas

El acero para armaduras activas debe cumplir las exigencias establecidas en el Artículo 36 del Código Estructural, mientras que las armaduras activas están reguladas en el Artículo 37.

3.3.1 Generalidades

- (1) Este apartado es de aplicación en alambres, barras y cordones utilizados como armaduras activas de pretensado en estructuras de hormigón.
- (2) Las armaduras activas de pretensado deberán tener un nivel suficientemente bajo de susceptibilidad a la corrosión bajo tensión.
- (3) El nivel de susceptibilidad a la corrosión bajo tensión se puede suponer suficientemente bajo si las armaduras pretensadas cumplen el criterio especificado en el apartado 36.2 del Código Estructural
- (4) Los requisitos para las propiedades de las armaduras activas de pretensado se refieren a los materiales colocados en su posición final en la estructura. En caso de que los métodos de producción, ensayos y certificados de conformidad para las armaduras activas de pretensado se encuentren de acuerdo con este Código, o con lo dispuesto en la Evaluación Técnica Europea correspondiente, se supondrá que se cumplen los requisitos de este anejo.
- (5) En el caso de aceros que cumplan lo establecido por este anejo, la resistencia a tracción, el límite elástico característico al 0,1%, y el alargamiento bajo carga máxima, se establecerán en términos de sus valores característicos; designándose por f_{pk} , $f_{p0,1k}$ y ε_{uk} , respectivamente.
- (6) En el caso de utilizar otros aceros, las propiedades vendrán establecidas en la Evaluación Técnica Europea correspondiente.
- (7) Cada producto deberá ser claramente identificable con respecto al sistema de clasificación establecido en el apartado 3.3.2 (2).
- (11) Para armaduras activas de pretensado suministradas en bobinas, tras desenrollar una longitud determinada de alambre o cordón, la flecha máxima del arco que se forma deberá cumplir con lo establecido en el Código Estructural, salvo que se indique otra cosa en la Evaluación Técnica Europea correspondiente.

3.3.2 Propiedades

- (1) Las propiedades del acero de pretensado se establecen de acuerdo el Artículo 36 del Código Estructural.
- (3) La masa real de las armaduras de pretensado no deberá diferir de la masa nominal en valores superiores a los establecidos en el Artículo 36, o los dispuestos en la Evaluación Técnica Europea correspondiente.

3.3.3 Hipótesis de cálculo

- (1) El análisis estructural se realizará en base al área nominal de la sección de armadura activa y a los valores característicos de $f_{p0,1k}$, f_{pk} y ε_{uk} .
- (2) El valor de cálculo para el módulo de elasticidad, E_p puede suponerse igual a 205.000 N/mm^2 , para alambres y barras. El valor real puede variar de 195.000 a 210.000 N/mm^2 dependiendo de los procesos de fabricación. Los certificados que acompañen al suministro deben indicar el valor correspondiente.
- (3) El valor de cálculo para el módulo de elasticidad, E_p puede suponerse igual a 195.000 N/mm^2 para cordones. El valor real puede variar entre 185.000 y 205.000 N/mm^2 , dependiendo de los procesos de fabricación. Los certificados que acompañen al suministro deben indicar el valor correspondiente.
- (4) A los efectos de cálculo, se puede suponer una densidad media de las armaduras de pretensado de 7850 Kg/m^3 .
- (5) Los valores indicados anteriormente se supondrán válidos en un intervalo de temperaturas comprendido entre los -40°C y los $+100^\circ\text{C}$ para armaduras activas colocadas en su posición final en la estructura.
- (6) El valor de cálculo para la tensión del acero, f_{pd} , se tomará como $f_{p0,1k}/\gamma_s$ (Véase la Figura A19.3.10).
- (7) Para el cálculo de secciones, se puede considerar alguna de las siguientes hipótesis (Véase la Figura A19.3.10):
 - Una rama inclinada, con un límite de deformación $\varepsilon_{ud} = 0,9 \varepsilon_{uk}$. Si no se conoce información más precisa, el valor será $\varepsilon_{ud} = 0,02$ y $f_{p0,1k}/f_{pk} = 0,9$. El cálculo también podrá basarse en la diagrama tensión-deformación real, si es conocido, con una tensión por encima del límite elástico reducido, de forma análoga a la Figura A19.3.10, o
 - Una rama horizontal superior sin límite de deformación.

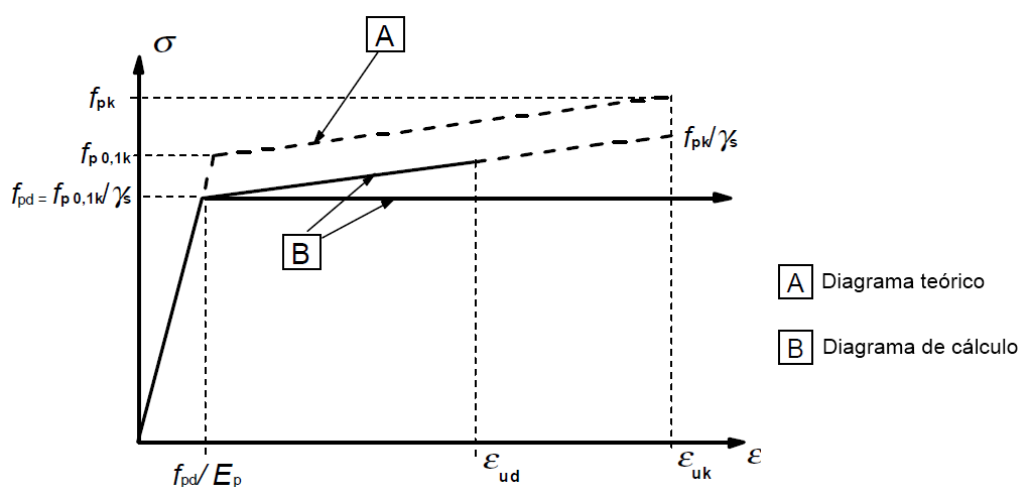


Figura A19.3.10: Diagrama tensión-deformación teórico y de cálculo para armaduras activas (se muestran valores absolutos para la tensión y deformación de tracción)

3.3.4 Armadura activa en vainas

(1) Las armadura de pretensado en vainas (por ejemplo la armadura activa adherente o la no adherente, etc.) deberán protegerse contra la corrosión de forma adecuada y permanente (véase apartado 43.3.1 del Código Estructural).

(2) Las armaduras de pretensado en vainas deberán tener una adecuada protección contra el fuego (véase Anejo 20 del Código Estructural).

3.4 Dispositivos de pretensado

3.4.1 Anclajes y acopladores

Los anclajes y acopladores (elementos de empalme) deben cumplir las exigencias establecidas en el apartado 37.2 del Código Estructural.

3.4.1.1 Generalidades

(2) Los anclajes y acopladores del sistema de pretensado deberán ser conformes con la correspondiente Evaluación Técnica Europea.

(3) La definición de los detalles de proyecto de las zonas de anclaje deberá estar de acuerdo con los apartados 5.10, 8.10.3 y 8.10.4.

3.4.2 Armaduras activas externas no adherentes

3.4.2.1 Generalidades

(1) La armadura activa externa no adherente es una armadura situada fuera de la sección de hormigón, únicamente conectado a la estructura mediante anclajes y desviadores.

(2) El sistema de postesado a utilizar para armaduras activas externas deberá ser conforme con la Evaluación Técnica Europea correspondiente.

(3) La definición de los detalles de proyecto de la armadura debe seguir las reglas establecidas en el apartado 8.10.

3.4.2.2 Anclajes

(1) El radio de curvatura mínimo de la armadura activa en la zona de anclaje, para armaduras activas no adherentes, debe indicarse en la Evaluación Técnica Europea correspondiente.

4 Durabilidad y recubrimiento de las armaduras

El Capítulo 9 de este Código Estructural recoge aspectos adicionales a los incluidos en este apartado.

4.1 Generalidades

(1) Una estructura con una durabilidad adecuada deberá cumplir con los requisitos de servicio, resistencia y estabilidad durante la vida útil de proyecto, sin pérdidas significativas de utilidad o un mantenimiento excesivo inesperado (para los requisitos generales véase también el Anejo 18).

(2) La protección requerida de la estructura deberá establecerse considerando el uso previsto, la vida útil de proyecto (véase el Anejo 18), el mantenimiento y las acciones existentes.

(3) Deberán tenerse en cuenta la posible importancia de las acciones directas e indirectas, las condiciones ambientales (4.2) y sus consecuencias.

NOTA: Como por ejemplo las determinaciones de fluencia y retracción (véase 2.3.2).

(4) La protección frente a la corrosión de la armadura 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 alcanza mediante el control de la relación máxima agua-cemento y del contenido mínimo de cemento (véase el apartado 4.3.2.1 del Código Estructural), pudiendo condicionar una resistencia característica mínima en el hormigón (véase el apartado 4.3.2.1 del Código Estructural).

NOTA: Para más información consultar el Apéndice E (5) Donde se empleen fijaciones metálicas que permitan su inspección y sustitución, pueden utilizarse revestimientos de protección en caso de encontrarse a la intemperie. En caso contrario, deben estar fabricadas con materiales resistentes a la corrosión.

(6) Requisitos adicionales a los establecidos en esta sección deberán considerarse para situaciones especiales (por ejemplo para estructuras de naturaleza temporal o monumental, estructuras sometidas a condiciones extremas o acciones inusuales, etc.).

4.2 Condiciones ambientales

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

(2) Las condiciones ambientales se clasifican de acuerdo con la Tabla 27.1.a del Código Estructural.

(3) Además de las condiciones de la Tabla 27.1.a del Código Estructural, deberán considerarse una serie de acciones agresivas o indirectas como:

Ataque químico ocasionado por:

- La utilización del edificio o de la estructura (almacenaje de líquidos, etc.).

- Disoluciones de ácidos o de sales sulfatadas (apartado 43.3.4 del Código Estructural).
- Cloruros contenidos en el hormigón.
- Reacciones árido-álcali (apartado 43.3.4.3 del Código Estructural).

Ataque físico ocasionado por:

- Variaciones de temperatura.
- Abrasión (véase 4.4.1.2(13)).
- Penetración de agua (apartado 43.3.2 del Código Estructural).

Tabla A19. 4.1: Clases de exposición relativas a las condiciones ambientales de acuerdo con el Artículo 27 del Código Estructural.

Designación de la clase	Descripción del entorno	Elementos informativos donde pueden existir las clases de exposición
1 Sin riesgo de corrosión o ataque		
X0	Para hormigón en masa: Todas las exposiciones excepto en las que existan ciclos de hielo/deshielo, abrasión o ataque químico. Para hormigón con armadura o metal embebido: muy seco	Elementos de hormigón en masa Hormigón situado en el interior de los edificios con una humedad en el aire muy baja ($HR < 45\%$).
2 Corrosión por carbonatación		
XC1	Seco o permanentemente húmedo	Elementos de hormigón armado o pretensado dentro de recintos cerrados (tales como edificios), con humedad del aire baja. ($HR < 65\%$). Elementos de hormigón armado o pretensado permanentemente sumergido en agua no agresiva.
XC2	Húmedo, raramente seco	Elementos de hormigón armado o pretensado permanentemente en contacto con agua o enterrados en suelos no agresivos (por ejemplo, cimentaciones).
XC3	Humedad moderada	Elementos de hormigón armado o pretensado dentro de recintos cerrados (tales como edificios), con humedad media o alta. ($HR > 65\%$).

		Elementos de hormigón armado o pretensado en el exterior, protegidos de la lluvia.
XC4	Sequedad y humedad cíclica	Elementos de hormigón armado o pretensado en el exterior, expuestos al contacto con el agua, de forma no permanente (por ejemplo, la procedente de la lluvia).
3 Corrosión inducida por cloruros de origen marino		
XD1	Humedad moderada	Elementos de hormigón armado o pretensado en el exterior, expuestas a aerosoles con iones cloruro con origen no marino.
XD2	Húmedo, raramente seco	Piscinas. Elementos de hormigón armado o pretensado expuestos a aguas industriales que contienen cloruros.
XD3	Ciclos de humedad y secado	Elementos de puentes expuestos a salpicaduras de aguas con cloruros, situados a menos de 10 metros de distancia horizontal o a menos de 5 metros de distancia vertical de una zona de rodadura donde se usen sales de deshielo. Elementos enterrados a menos de 1 metro del borde de una zona de rodadura donde se usen sales de deshielo. Losas en aparcamientos
4 Corrosión inducida por cloruros de origen no marino		
XS1	Exposición a aerosoles marinos, pero sin contacto directo con el agua marina	Elementos estructurales de hormigón armado o pretensado sometidos a los aerosoles marinos, ubicados en la costa o cerca de la costa ¹ .
XS2	Permanentemente sumergido en agua de mar	Elementos estructurales de hormigón armado o pretensado permanentemente sumergidos en agua marina.
XS3	Zona de carrera de mareas afectadas por el oleaje o salpicaduras	Elementos estructurales de hormigón armado o pretensado situados en zona de carrera de mareas, afectadas por el oleaje o salpicaduras.

5 Ataque por hielo/deshielo		
XF1	Saturación moderada, sin sales fundentes.	Elementos con superficies verticales expuestas a lluvia y helada (tales como fachadas y pilares). ¹ Elementos con superficies horizontales no saturados, pero expuesto a lluvia y helada.
XF2	Saturación moderada, con sales fundentes	Mismo tipo de elementos que en la clase XF1, pero expuestos a sales fundentes, bien directamente o bien a sus salpicaduras y/o escorrentía (por ejemplo dinteles, pilas, cargaderos, etc.). ¹
XF3	Saturación alta, sin sales fundentes	Elementos con superficies horizontales donde se pueda acumular el agua y estén expuestas a la helada. ¹
XF4	Saturación alta con sales fundentes o agua de mar	Elementos con superficies horizontales donde se pueda acumular el agua y estén expuestas a la helada y sales fundentes, bien directamente o bien a sus salpicaduras. ¹
6 Ataque químico		
XA1	Ambiente de una débil agresividad química conforme a la tabla 27.1.b.	Terrenos naturales y aguas subterráneas.
XA2	Ambiente de una moderada agresividad química conforme a la tabla 27.1.b.	Terrenos naturales y aguas subterráneas.
XA3	Ambiente de una alta agresividad química conforme a la tabla 27.1.b.	Terrenos naturales y aguas subterráneas.
7. Erosión		
XM1	Elementos sometidos a erosión/abrasión moderada	Losas sometidas al tráfico de vehículos
XM2	Elementos sometidos a erosión/abrasión intensa	Losas en zonas industriales sometidas al tráfico de carretillas de horquillas con neumáticos.
XM3	Elementos sometidos a erosión/abrasión extrema	Losas en zonas industriales sometidas al tráfico de carretillas de horquillas con ruedas de acero o cadenas.

1. El autor del proyecto considerará que un elemento está expuesto a la helada cuando está ubicado en zonas con una humedad ambiental en invierno superior al 75 % de humedad relativa y tenga una probabilidad anual superior al 50% de alcanzar al menos una vez temperaturas por debajo de -5°C. Asimismo, considerará que es probable el uso de sales fundentes cuando el elemento está ubicado en

zonas con más de 5 nevadas anuales o con un valor medio de la temperatura media diaria en invierno inferior a 0°C.

NOTA: La composición del hormigón afecta tanto a la protección de la armadura como a la resistencia del hormigón frente a ataques. La Tabla 43.2.1.b del Código Estructural establece una resistencia característica mínima indicativa para las diferentes clases de exposición. Esto puede conducir al empleo de hormigones con resistencias características superiores a las requeridas para el cálculo estructural. En estos casos el valor de f_{ctm} deberá estar asociado con la mayor resistencia, para el cálculo de la armadura mínima y del control del ancho de fisura (Véanse 7.3.2-7.3.4).

4.3 Requisitos para la durabilidad

(1) Con el fin de alcanzar la vida útil de proyecto requerida para la estructura, deberán tomarse las medidas adecuadas para proteger cada elemento estructural frente a las acciones ambientales correspondientes.

(2) Deberán incluirse los requisitos para la durabilidad cuando se analicen los siguientes aspectos:

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

4.4 Métodos de comprobación

4.4.1 Recubrimiento del hormigón

4.4.1.1 Generalidades

(1) El recubrimiento del hormigón es la distancia entre la superficie de la armadura más cercana a la superficie del hormigón y la superficie del hormigón más próxima (incluyendo empalmes, cercos y armadura de piel donde corresponda).

(2)P El recubrimiento nominal deberá especificarse en los planos. Se define como un recubrimiento mínimo, c_{min} (véase el apartado 4.4.1.2), al que se le añade un margen de tolerancia para aplicarlo al cálculo, Δc_{dev} (véase el apartado 4.4.1.3):

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

4.4.1.2 Recubrimiento mínimo, c_{min}

(1) El recubrimiento mínimo del hormigón, c_{min} deberá establecerse para asegurar:

- La transmisión segura de los esfuerzos de adherencia (véase también los apartados 7 y 8).

- La protección del acero contra la corrosión (durabilidad).
- Una adecuada resistencia al fuego (véase el Anejo 20).

(2) Deberá utilizarse el mayor valor de c_{min} que satisfaga los requisitos de adherencia y los relativos a las condiciones ambientales, con los criterios recogidos en los apartados 44.2.1, 44.3, 44.4 y 44.5 del Código Estructural.

(3) Con el fin de transmitir los esfuerzos adherentes de forma segura y garantizar una adecuada compactación del hormigón, el recubrimiento mínimo no debe ser inferior a lo establecido en el apartado 44.2.1.1 del Código Estructural ni al $c_{min,b}$, establecido en la Tabla A19.4.2

Tabla A19.4.2: Requisitos de recubrimiento mínimo, $c_{min,b}$, con respecto a la adherencia.

Requisitos de Adherencia	
Disposición de las barras	Recubrimiento mínimo $c_{min,b}^*$
Aisladas	Diámetro de la barra
Agrupadas	Diámetro equivalente (ϕ_n) (Véase el apartado 49.4.1.2 del Código Estructural)
*: Si el tamaño nominal del árido es mayor de 32 mm, $c_{min,b}$ debe incrementarse 5 mm	

En el caso de vainas circulares o rectangulares para postesado adherente o armaduras activas pretesas, los valores de $c_{min,b}$ se establecen a continuación.

Para armaduras postesas adherentes, se adoptarán los siguientes valores:

- En el caso de tendones con vainas circulares: un diámetro,
- En el caso de tendones con vainas rectangulares, el mayor de los siguientes valores:
 - a. la menor dimensión de la vaina
 - b. la mitad de la mayor dimensión de la vaina o grupos de vainas en contacto.

No es necesario que este valor supere los 80 mm.

En cualquier caso, este valor debe estar comprendido entre 40 mm y 80 mm.

Para las armaduras pretesas se adoptarán:

- 2 veces el diámetro del cordón o del alambre liso, o
- 3 veces el diámetro del alambre grafilado.

(4) El recubrimiento mínimo del anclaje en las armaduras de pretensado debe disponerse de acuerdo con lo establecido en el Documento de Evaluación Europeo correspondiente.

(5) Los valores de recubrimiento mínimo para la armadura pasiva y activa, en el caso de hormigones convencionales, se establecen mediante $c_{min,dur}$, en el Artículo 44 del Código Estructural.

(7) En el caso de utilizar acero inoxidable, o de tomar otras medidas especiales, el recubrimiento mínimo puede reducirse en $\Delta c_{dur,st}$, de acuerdo con el apartado 43.3 del Código Estructural.

(8) En el caso de que el Autor del proyecto establezca en el mismo la adopción de medidas especiales de protección (protección catódica, armaduras galvanizadas, empleo de aditivos inhibidores de corrosión, etc.), el valor del recubrimiento mínimo será el definido en el apartado 43.3 del Código Estructural.

En muchas ocasiones, la vida útil del propio sistema de protección puede ser sensiblemente inferior a la de la estructura. Para poder aplicar la disminución del recubrimiento recogido en este apartado, el Autor del proyecto deberá especificar además las medidas necesarias para garantizar el mantenimiento de la eficacia del sistema especial de protección durante la totalidad de la vida útil de la estructura prevista en el proyecto.

(9) Para el caso de la disposición de hormigón in situ sobre otros elementos de hormigón (prefabricado o in situ), el recubrimiento mínimo entre la armadura y la zona de contacto debe reducirse a un valor tal que cumpla los requisitos de adherencia (véase (3)) siempre que:

La resistencia característica del hormigón sea como mínimo $f_{ck} \geq 25 \text{ N/mm}^2$.

El tiempo de exposición al ambiente exterior de la superficie de hormigón sea corto (< 28 días).

La zona de contacto sea rugosa.

(10) Para armaduras activas no adherentes el recubrimiento debe establecerse de acuerdo al Documento de Evaluación Europeo.

(11) Para superficies irregulares (por ejemplo con árido expuesto) el recubrimiento mínimo debe incrementarse como mínimo 5 mm.

(12) Para las situaciones de hielo/deshielo o ataque químico al hormigón (Clases XF y XA), se prestará una atención especial a la composición de dicho hormigón (véase la Tabla 43.2.1a del Código Estructural. El recubrimiento indicado deberá cumplir lo establecido en los apartados 44.3 y 44.4 del Código Estructural.

(13) Para el caso de abrasión del hormigón tendrá en cuenta lo establecido en el apartado 44.5 del Código Estructural. Adicionalmente, se deberá incrementar el recubrimiento de hormigón (capa de sacrificio). En este caso, el recubrimiento mínimo, c_{min} , deberá incrementarse en $k_1 = 5 \text{ mm}$ para las clases de abrasión XM1, en $k_2 = 10 \text{ mm}$ para XM2 y en $k_3 = 15 \text{ mm}$ para XM3.

NOTA: La clase de abrasión XM1 supone una abrasión moderada, como la de los elementos situados en zonas industriales frecuentadas por vehículos con neumáticos de aire. La clase de abrasión XM2 supone una abrasión alta, como la de los elementos situados en zonas industriales frecuentadas por carretillas elevadoras con neumáticos de aire o de goma maciza. La clase de abrasión XM3 supone una abrasión extrema, como la de los elementos situados en zonas industriales frecuentadas por carretillas elevadoras con ruedas de elastómero o acero, o vehículos de orugas.

4.4.1.3 Tolerancias en el cálculo para las desviaciones de la ejecución

(1) Para el cálculo del recubrimiento nominal, c_{nom} , se deberá añadir al recubrimiento mínimo un incremento, $\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$, de forma que exista una tolerancia adecuada a la hora de la ejecución. El recubrimiento mínimo debe incrementarse en el valor absoluto de la variación negativa aceptada.

(2) El Anejo 14 establece las desviaciones adecuadas. Por lo general, será suficiente para otros tipos de estructuras. Este valor deberá ser considerado a la hora de calcular el valor del recubrimiento nominal de proyecto. El valor nominal será utilizado en los cálculos y dispuesto en los planos, a no ser que se especifique otro valor de recubrimiento nominal (por ejemplo un valor mínimo).

(3) En determinadas ocasiones, la desviación aceptada y por lo tanto la tolerancia, Δc_{dev} , pueden reducirse. A continuación se describen los posibles casos en los que se reduce:

- a) En el caso de elementos estructurales ejecutados in situ con un control de ejecución intenso, según los criterios definidos en EL Artículo 14 del Código Estructural, se tomará $\Delta c_{dev} = 5 \text{ mm}$.
- b) En el caso de elementos prefabricados con control de ejecución intenso en las instalaciones de prefabricación, según los criterios definidos en el Artículo 14 del Código Estructural, se tomará $\Delta c_{dev} = 0$.

(4) En el caso de hormigón vertido sobre una superficie irregular, se deberá aumentar el recubrimiento mínimo permitiendo mayores tolerancias en el cálculo. Este incremento deberá ajustarse a las diferencias causadas por las irregularidades, considerando, para el recubrimiento mínimo, un valor no inferior a $k_1 = 0 \text{ mm}$ para hormigón vertido sobre hormigón de limpieza y $k_2 = 70 \text{ mm}$ para hormigón vertido directamente sobre el terreno. El recubrimiento de la armadura para cualquier tipo de superficie estriada, de áridos expuestos, etc. Se debería aumentar también con el fin de paliar las irregularidades de la superficie (véase el apartado 4.4.1.2 (11)).

5 Análisis estructural

5.1 Generalidades

5.1.1 Requisitos generales

(1) El propósito del análisis estructural es establecer la distribución de esfuerzos así como la distribución de tensiones, deformaciones y desplazamientos sobre toda la estructura o parte de la misma. Si fuera necesario, se deberá llevar a cabo un análisis local en aquellas partes que lo requieran.

NOTA: En la mayoría de los casos habituales, el análisis se utiliza para establecer la distribución de esfuerzos. La comprobación o demostración completa de la resistencia de las secciones se basará en los efectos de dichas acciones. Sin embargo, para ciertos elementos particulares, los métodos empleados de análisis (por ejemplo el análisis mediante elementos finitos) dan como resultado tensiones, deformaciones y desplazamientos en vez de esfuerzos. Por ello, se requieren métodos especiales para utilizar estos resultados con el fin de obtener una comprobación adecuada.

(2) El análisis local será necesario cuando la hipótesis de distribución lineal de deformaciones no sea válida, por ejemplo:

- En las proximidades de los apoyos.
- En zonas de concentración de cargas.
- En las intersecciones viga-pilar.
- En zonas de anclaje.
- En zonas de cambio de sección.

(3) Para el campo de tensiones planas, se puede emplear un método simplificado para determinar la armadura.

NOTA: Se establece un método simplificado en el Apéndice F.

(4) El análisis puede llevarse a cabo utilizando modelizaciones de la geometría y del comportamiento de la estructura. Los modelos seleccionados deben ser adecuados para el caso considerado.

(5) La geometría y las propiedades de la estructura, así como su comportamiento en cada fase de la construcción, deben considerarse en el cálculo.

(6) En el cálculo, deberán considerarse los efectos de la geometría y las propiedades de la estructura sobre el comportamiento de la misma, en cada fase de la construcción.

(7) Algunos modelos de comportamiento habitualmente empleados en el análisis son:

- Comportamiento elástico lineal (véase el apartado 5.4).
- Comportamiento elástico lineal con redistribuciones limitadas (véase el apartado 5.5).
- Comportamiento plástico (Véase el apartado 5.6), incluyendo modelos de bielas y tirantes (véase el apartado 5.6.4).
- Comportamiento no lineal (véase el apartado 5.7).

(8) En edificación, la deformación de los elementos lineales y losas, debida a esfuerzos cortantes y axiles, puede despreciarse en los casos en que ésta sea inferior al 10% de la deformación debida a flexión.

5.1.2 Requisitos especiales para las cimentaciones

(1) Para los casos en los que la interacción terreno-estructura tenga una influencia importante sobre los efectos de las acciones en la estructura, las propiedades del terreno y los efectos de la interacción deberán tenerse en cuenta de acuerdo con los documentos técnicos específicos que el autor del proyecto, bajo su responsabilidad, considere más adecuados.

NOTA: Para más información relativa al análisis de cimentaciones superficiales véase el Apéndice G.

COMENTARIOS:

En el ámbito de los Eurocódigos, la norma UNE-EN 1997-1 recoge las bases generales para los aspectos geotécnicos del proyecto de las obras de edificación y obra civil.

(2) Para el cálculo de cimentaciones superficiales, es apropiada la utilización de modelos simplificados para la descripción de la interacción terreno-estructura.

NOTA: Para zapatas aisladas y encepados, los efectos de la interacción terreno-estructura puede despreciarse.

5.1.3 Hipótesis de carga y combinaciones

(1) Las combinaciones de acciones a considerar (véase el apartado 6 del Anejo 18 del Código Estructural) deberán tener en cuenta las hipótesis de carga correspondientes, de forma que permitan establecer las condiciones críticas de cálculo en todas las secciones, en toda la estructura o en la parte de la misma que sea objeto de estudio.

El Autor del proyecto podrá definir las distribuciones de carga simplificadas en función de las características particulares de cada caso.

NOTA: En algunos casos, puede ser adecuado el uso de distribuciones de carga simplificadas, como por ejemplo, la carga distribuida en damero en tramos alternos. El Autor del proyecto decidirá su adopción en cada caso.

5.1.4 Efectos de segundo orden

(1) Los efectos de segundo orden (véase apartado 1 del Anejo 18 del Código Estructural) deberán tenerse en cuenta en los casos en los que es probable que puedan afectar a la estabilidad global de la estructura de forma significativa, así como al alcance del estado límite último en las secciones críticas.

(2) Los efectos de segundo orden deberán tenerse en cuenta de acuerdo con 5.8.

(3) Para edificación, los efectos de segundo orden por debajo de ciertos valores límite pueden ignorarse (Véase el apartado 5.8.2 (6)).

5.2 Imperfecciones geométricas

(1) Los efectos desfavorables de las posibles desviaciones en la geometría de la estructura, así como en la posición de las cargas, deberán tenerse en cuenta en el análisis de las estructuras y sus elementos estructurales.

NOTA: Habitualmente, las desviaciones en la dimensiones de la sección se tienen en cuenta en los coeficientes de seguridad del material. Estos no deberían estar incluidos en el análisis estructural. En el apartado 6.1 (4) se establece una excentricidad mínima para las secciones.

(2) Las imperfecciones deberán tenerse en cuenta en los estados límite últimos en las situaciones de proyecto permanente y accidental.

(3) No será necesario considerar las imperfecciones para los estados límites de servicio.

(4) Principalmente en edificación, se aplican los siguientes valores para elementos sometidos a compresión simple y a estructuras con cargas verticales. Los valores numéricos indicados están ligados a las desviaciones habituales de ejecución (control de ejecución normal de acuerdo al apartado 14.3 del Código Estructural). En el caso de utilizar otras desviaciones más estrictas, los valores deben ajustarse consecuentemente.

(5) Las imperfecciones se representan mediante una inclinación establecida a partir de la siguiente expresión:

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

donde:

θ_0 es el valor básico y es igual a 1/200,

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

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

l es la altura o longitud (m) (véase (6)),

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

(6) En la expresión (5.1) la definición de l y m dependen del efecto considerado, por lo que se pueden distinguir 3 casos principales (Véase también la Figura A19.5.1):

- Efecto sobre un elemento aislado: l = longitud real del elemento, $m = 1$.
- Efecto sobre un sistema de arriostramiento; l = altura del edificio, m = número de elementos verticales que transmiten el esfuerzo horizontal al sistema de arriostramiento.
- Efecto sobre diafragmas de plantas y cubiertas que distribuyen las cargas horizontales: l = altura entre plantas, m = número de elementos verticales en las plantas que transmiten el esfuerzo horizontal al suelo.

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

a) como una excentricidad, e_i , establecida como:

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

Donde l_0 es la longitud efectiva, véase el apartado 5.8.3.2.

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

b) como un esfuerzo transversal, H_i , en la posición de momento máximo:

Para elementos no arriostrados (véase la Figura A19.5.1 a1):

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

Para elementos arriostrados (véase la Figura A19.5.1 a2):

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

Donde N es el axil.

NOTA: La excentricidad (alternativa a) será la adecuada para elementos isostáticos, mientras que la carga transversal (alternativa b) podrá emplearse para elementos isostáticos e hiperestáticos. El esfuerzo H_i podrá sustituirse por otra acción transversal equivalente.

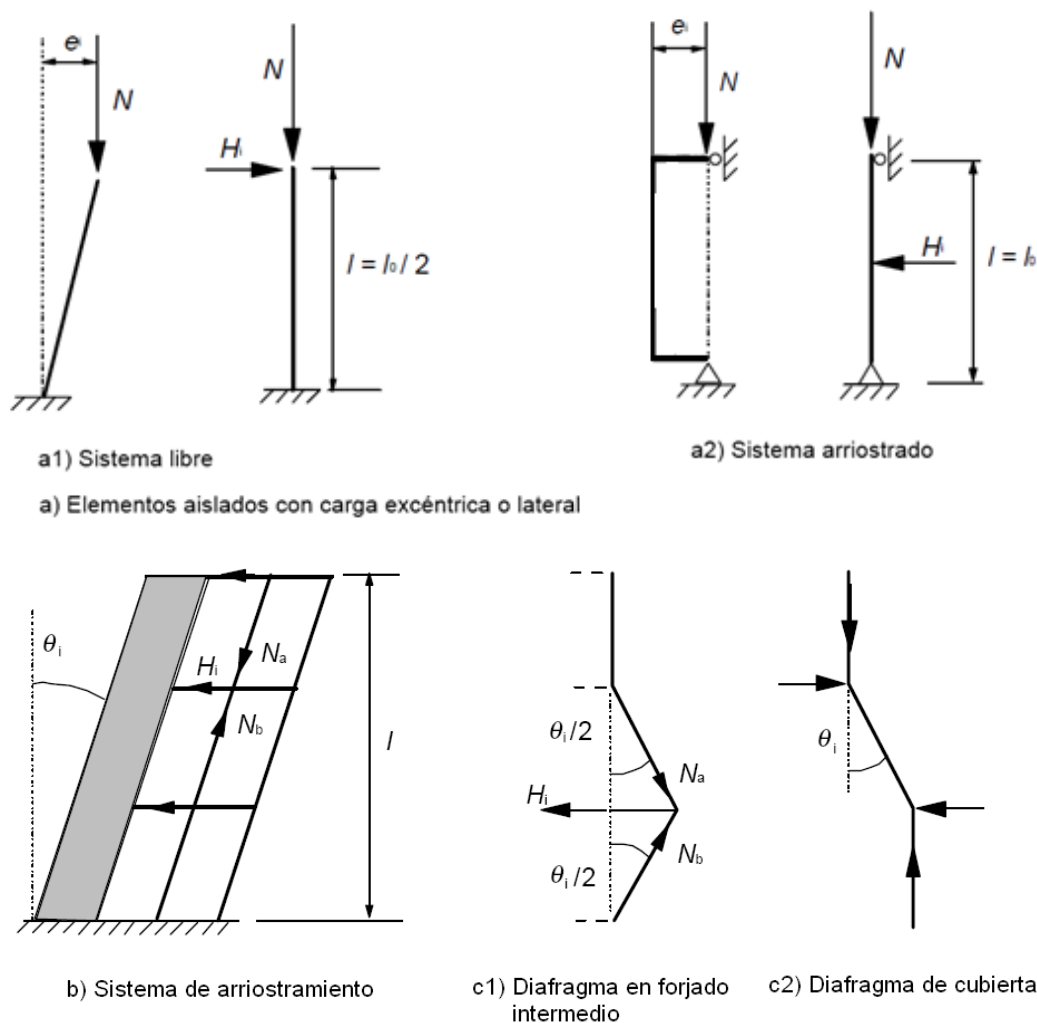


Figura A19.5.1: Ejemplos de los efectos de las imperfecciones geométricas

(8) Para las estructuras, el efecto de la inclinación, θ_i , puede representarse por medio de los esfuerzos transversales, que tendrán que incluirse en el análisis junto con el resto de acciones.

Efectos sobre el sistema de arriostramiento, (véase la Figura A19.5.1 b):

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

Efecto sobre el diafragma de planta, (véase la Figura A19.5.1 c1):

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

Efecto sobre el diafragma de cubierta, (véase la Figura A19.5.1 c2):

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

Donde N_a y N_b son esfuerzos axiales que contribuyen a H_i .

(9) Como alternativa simplificada para muros y pilares aislados en sistemas arriostrados, se puede emplear una excentricidad $e_i = l_0/400$ para cubrir las imperfecciones de las desviaciones habituales de la ejecución (véase el apartado 5.2 (4)).

5.3 Modelización de la estructura

5.3.1 Modelos estructurales para análisis globales.

(1) Los diferentes elementos de una estructura se clasifican, considerando su naturaleza y función, como vigas, pilares, losas, muros, placas, arcos, láminas, etc. Se disponen las reglas para el análisis de los elementos más comunes, así como de las combinaciones de los mismos.

(2) Para edificación serán de aplicación las disposiciones establecidas entre (3) y (7).

(3) Una viga es un elemento cuya luz es mayor que 3 veces el canto total de la sección, de lo contrario, serán consideradas como vigas de gran canto.

(4) Una losa es un elemento cuya dimensión mínima del paño es mayor que 5 veces el espesor total de la losa.

(5) Una losa sometida principalmente a cargas uniformemente distribuidas, puede considerarse como unidireccional si cumple alguna de las siguientes condiciones:

- posee 2 bordes libres (sin sustentación) y prácticamente paralelos, o
- se trata de la parte central de una losa prácticamente rectangular apoyada en cuatro bordes, cuya relación entre la mayor y la menor luz debe ser mayor que 2.

(6) Las losas nervadas o las reticulares no necesitan ser tratadas como elementos discretos para el análisis estructural, siempre que se tenga la rigidez a torsión suficiente en los elementos transversales, así como en la parte superior de la losa, hormigonada a posteriori o como parte del forjado inicial. Esto se puede suponer con la condición de que:

- El espacio entre nervios no sea superior a 1500 mm.
- El canto del nervio bajo el ala no supere 4 veces su ancho.

- El canto del ala sea al menos 1/10 de la distancia libre entre nervios o 50 mm, tomándose el mayor de ambos.
- Los nervios transversales estén dispuestos con una separación que no exceda 10 veces el canto total de la losa.

El espesor mínimo del ala, de 50 mm, puede reducirse a 40 mm si se disponen espaciadores permanentes entre los nervios.

(7) Un pilar es un elemento cuyo canto es inferior a 4 veces su ancho, y su altura es al menos 3 veces el canto de la sección. Si no cumple estos requisitos, se considerará un muro.

5.3.2 Parámetros geométricos

5.3.2.1 Ancho eficaz de las alas (en todos los estados límite)

(1) Para vigas en T, el ancho eficaz del ala, sobre el que se suponen unas condiciones uniformes de tensión, dependerá de las dimensiones de ala y alma, del tipo de cargas, de la luz, de las condiciones de apoyo y del armado transversal.

(2) El ancho eficaz del ala, deberá basarse en la distancia l_0 entre los puntos de momento nulo, que deberán obtenerse a partir de la Figura A19.5.2.

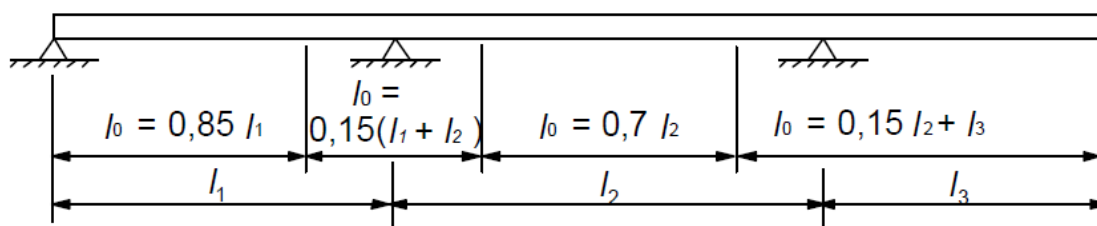


Figura A19.5.2: Definición de l_0 para el cálculo del ancho eficaz del ala

NOTA: La longitud del voladizo l_3 , debe ser inferior a la mitad del vano adyacente y la relación entre las luces de los vanos adyacentes oscilará entre 2/3 y 1,5.

(3) El ancho eficaz del ala b_{eff} para una viga en T o en L se calculará como:

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

donde:

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

y

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

(Para la notación véanse la Figura A19.5.2 y la Figura A19.5.3).

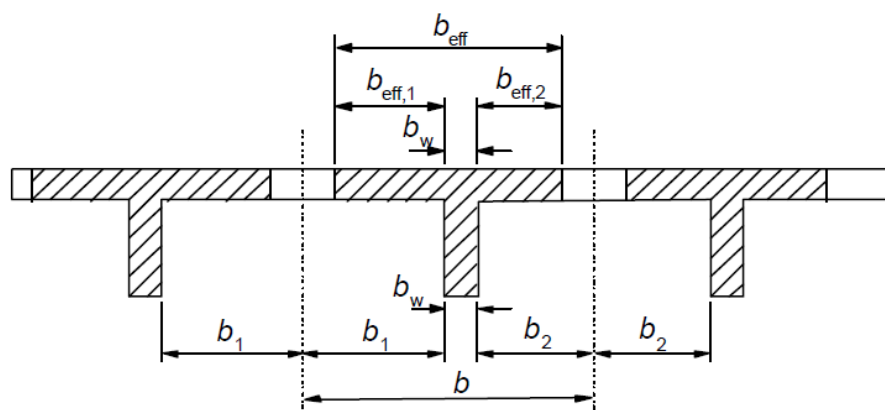


Figura A19.5.3: Parámetro del ancho eficaz del ala

(4) En el caso de que no se requiera gran precisión para el análisis estructural, se puede tomar un ancho constante en todo el vano. Se aplicará el valor correspondiente a la sección del vano.

5.3.2.2 Luz efectiva de vigas y losas en edificación

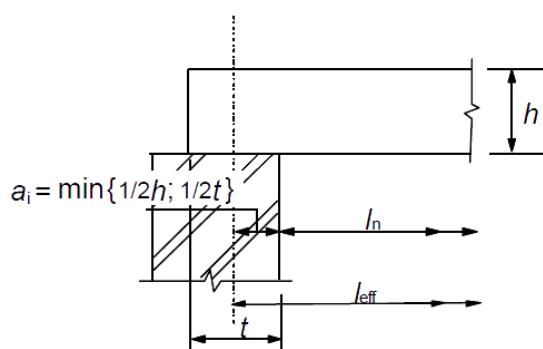
NOTA: Las siguientes disposiciones se establecen principalmente para el análisis de elementos. Para el análisis de pórticos, se podrán utilizar algunas de estas simplificaciones cuando sea adecuado.

(1) La luz efectiva l_{eff} de un elemento debe calcularse como:

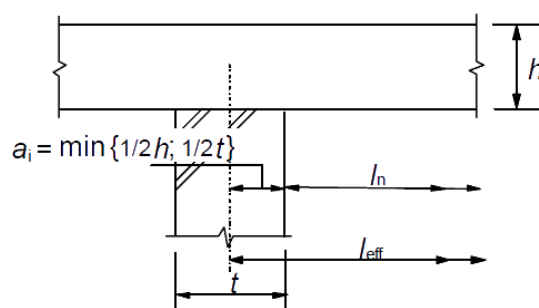
$$l_{eff} = l_n + a_1 + a_2 \quad (5.8)$$

donde:

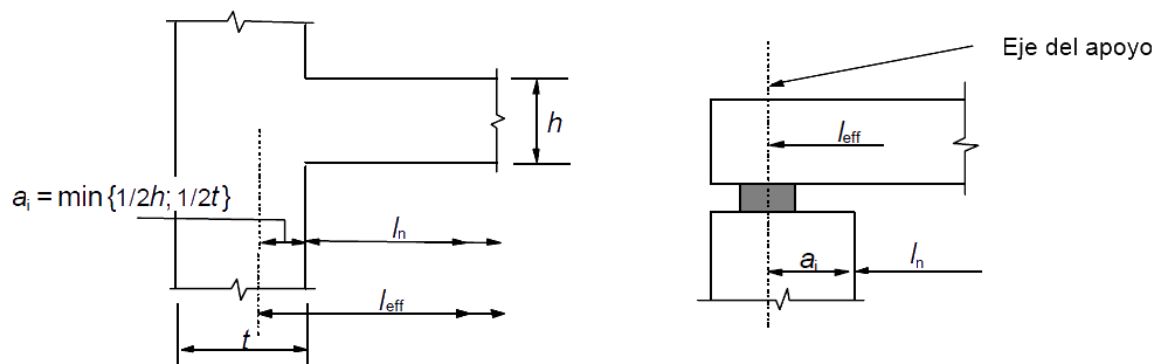
l_n es la distancia libre entre las caras de los apoyos; los valores de a_1 y a_2 , en cada extremo del vano, pueden determinarse a partir de los valores apropiados de a_i , extraídos de la Figura A19.5.4, donde t es el ancho de los elementos de apoyo.



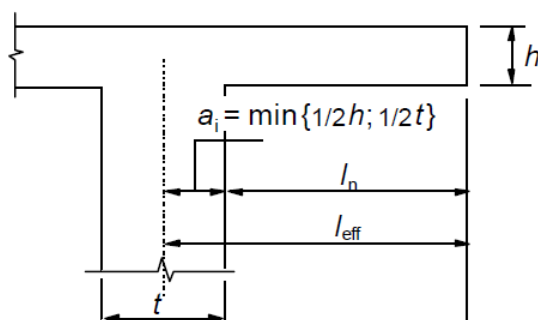
(a) Elementos isostáticos



(b) Elementos continuos



(c) Apoyo considerado como un empotramiento perfecto (d) Disposición de un aparato de apoyo



(e) Voladizo

Figura A19.5.4: Luz efectiva (l_{eff}) para diferentes condiciones de apoyo

(2) Generalmente, las losas y vigas continuas pueden analizarse suponiendo que los apoyos dispuestos no presentan restricciones al giro.

(3) En el caso de vigas o losas monolíticas con sus apoyos, el momento crítico de cálculo en los mismos debe tomarse igual al establecido en la cara del apoyo. El momento de cálculo y las reacciones transferidas al elemento de apoyo (por ejemplo pilares, muros, etc.) deberán tomarse como el mayor entre los valores elásticos y los redistribuidos.

NOTA: El momento en la cara del apoyo no debe ser inferior a 0,65 veces el momento de empotramiento.

(4) Sin tener en cuenta el método de análisis utilizado, para el caso en el que una viga o losa sea continua sobre un apoyo, supuestamente sin coacción al giro (por ejemplo sobre muros), el momento de cálculo del apoyo, calculado para una luz de valor igual a la distancia entre los centros de los apoyos, se puede reducir en una cantidad ΔM_{Ed} , según establece la siguiente la formulación:

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

donde:

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

t Es el ancho del soporte (véase la Figura A19.5.4 b)).

NOTA: En el caso de utilizar condiciones de apoyo, t deberá tomarse como el ancho del apoyo.

5.4 Análisis elástico lineal

(1) El cálculo de elementos en los estados límite de servicio y en los estados límite últimos, se puede realizar mediante un análisis basado en la teoría de la elasticidad.

(2) Para determinar los efectos de las acciones, el análisis lineal puede llevarse a cabo suponiendo:

- (i) secciones no fisuradas,
- (ii) un diagrama de tensión-deformación lineal y
- (iii) valor medio del módulo de elasticidad.

(3) Para la evaluación de las acciones térmicas, asientos diferenciales y retracción en estado límite último (ELU), se puede suponer una reducción de la rigidez correspondiente a las secciones fisuradas, despreciando la rigidización de tracción, pero incluyendo los efectos de la fluencia. Para los estados límite de servicio (ELS) se considerará una evolución gradual de la fisuración.

5.5 Análisis elástico lineal con redistribuciones limitadas

(1) En todos los aspectos del cálculo se deberá considerar la influencia de cualquier redistribución de momentos que pueda producirse.

(2) El análisis lineal con redistribuciones limitadas se podrá aplicar en el análisis de los elementos estructurales para la comprobación del Estado Límite Último.

(3) El momento calculado en Estado Límite Último utilizando el análisis elástico lineal, puede redistribuirse, siempre que la distribución resultante de momentos permanezca en equilibrio con las cargas aplicadas.

(4) En vigas continuas o losas que:

- a) estén principalmente sometidas a flexión y
- b) la relación de las luces de los vanos adyacentes oscile entre 0,5 y 2,

la redistribución de los momentos flectores puede llevarse a cabo sin una comprobación explícita de la capacidad de giro, siempre que:

$$\delta \geq k_1 + k_2 x_u / d \quad \text{para } f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2 \quad (5.10a)$$

$$\delta \geq k_3 + k_4 x_u / d \quad \text{para } f_{ck} > 50 \text{ N/mm}^2 \quad (5.10b)$$

$$\geq k_5 \text{ en el caso de utilizar armaduras tipo S o SD (véase tabla 34.2.a),}$$

$\geq k_6$ en el caso de utilizar armadura de tipo T (véase la tabla 34.3). En este caso, los aceros Tipo T tendrán que garantizar además las siguientes condiciones adicionales: Relación $f_s/f_y \geq 1,05$, $\epsilon_{m\acute{a}x} \geq 2,5$ y las especificaciones a fatiga de la tabla 34.2.b

donde:

- δ es la relación entre el momento redistribuido y el momento flector elástico,
- x_u es la profundidad de la fibra neutra en estado límite último después de la redistribución,

d es el canto útil de la sección.

$$k_1 = 0,44.$$

$$k_2 = 1,25 (0,6 + 0,0014/\varepsilon_{cu2}).$$

$$k_3 = 0,54.$$

$$k_4 = 1,25 (0,6 + 0,0014/\varepsilon_{cu2}).$$

$$k_5 = 0,7.$$

$$k_6 = 0,8 \cdot \varepsilon_{cu2}.$$

ε_{cu2} su valor se obtendrá de la Tabla A19. 3.1.

(5) La redistribución no debe llevarse a cabo en los casos en los que la capacidad de giro no pueda definirse con seguridad (por ejemplo en las esquinas de pórticos pretensados).

(6) Para el cálculo de pilares, los momentos elásticos procedentes de la acción del pórtico deberán utilizarse sin redistribución alguna.

5.6 Análisis plástico

5.6.1 Generalidades

(1) Los métodos basados en el análisis plástico deberán utilizarse únicamente para la comprobación en Estado Límite Último.

(2) La ductilidad de las secciones críticas deberá ser suficiente para poder formar el mecanismo previsto.

(3) El análisis plástico deberá basarse en el método estático (límite inferior de la plasticidad), o en el método cinemático (límite superior de la plasticidad).

(4) Generalmente, los efectos de aplicaciones previas de carga pueden ignorarse y suponerse un crecimiento monótono de la intensidad de las acciones.

5.6.2 Análisis plástico de vigas, pórticos y losas

(1) Podrá utilizarse el análisis plástico, sin comprobación de la capacidad de giro, para el estado límite último, siempre que se cumplan las condiciones del apartado 5.6.1 (2).

(2) Se considerará que se satisface la ductilidad requerida, sin comprobación explícita alguna, si se cumplen las siguientes disposiciones:

i) El área de armadura de tracción se limita de forma que en cualquier sección:

$$x_u/d \leq 0,25 \text{ para } f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2$$

$$x_u/d \leq 0,15 \text{ para } f_{ck} \geq 50 \text{ N/mm}^2$$

ii) La armadura pasiva es tipo S o SD

iii) La relación entre los momentos en los apoyos intermedios y los momentos en el vano deberá oscilar entre 0,5 y 2.

(3) Los pilares deben comprobarse utilizando el máximo momento plástico que pueda ser transmitido por los elementos de unión. Para las uniones con losas planas, este momento debe incluirse en el cálculo de punzonamiento.

(4) Cuando se utilice el análisis plástico de losas, deberán tenerse en cuenta cualquier falta de uniformidad de la armadura, las fuerzas de levantamiento en las esquinas y la torsión en los bordes libres.

(5) El método plástico puede extenderse a losas aligeradas (nervada, con huecos de aligeramiento, reticular), en el caso de que su comportamiento sea similar al de una losa maciza, especialmente en lo que se refiere a los efectos de la torsión.

5.6.3 Capacidad de giro

(1) El procedimiento simplificado para vigas y losas unidireccionales continuas se basa en la capacidad de giro existente en una longitud aproximadamente igual a 1,2 veces el canto de la sección. Se supondrá que estas zonas experimentan una deformación plástica (formación de rótulas plásticas) bajo la combinación de acciones correspondiente. La comprobación del giro plástico en estado límite último se considerará correcta si, bajo la correspondiente combinación de acciones, el giro calculado, θ_s , es menor o igual al giro plástico permitido (véase Figura A19.5.5).

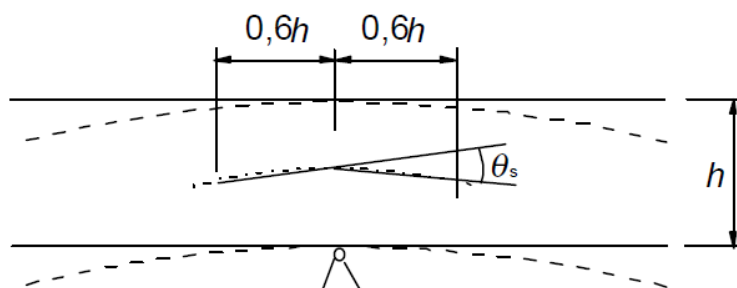


Figura A19.5.5: Giro plástico θ_s de la sección de hormigón armado para vigas y losas unidireccionales continuas

(2) En las regiones de rótulas plásticas, x_u/d no debe exceder el valor 0,45 para hormigón con $f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2$, y 0,35 para hormigón con $f_{ck} \geq 55 \text{ N/mm}^2$.

(3) El giro θ_s debe determinarse basándose en los valores de cálculo de las acciones y materiales, así como en los valores medios del pretensado en el instante considerado.

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

Para los aceros tipo S o SD se adoptan los valores recomendados para $\theta_{pl,d}$, definidos en la Figura A19.5.6. Para hormigones con resistencias f_{ck} menores a 50 N/mm^2 se adoptarán los valores obtenidos de la gráfica correspondiente a $f_{ck} 50 \text{ N/mm}^2$. En el caso de resistencias comprendidas entre 50 y 90 N/mm^2 se interpolará linealmente entre las dos gráficas que se presentan en la figura. En el caso de aceros de tipo T, no se podrá aplicar el cálculo plástico.

NOTA: Los valores se aplican para una esbeltez a cortante $\lambda = 3,0$. Para diferentes valores de esbeltez a cortante, $\theta_{pl,d}$ podrá multiplicarse por k_λ :

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

Donde λ es la relación entre la distancia comprendida entre el punto de momento nulo y el punto de momento máximo después de la redistribución, y el canto útil, d .

Como simplificación, λ puede calcularse para los valores concomitantes de momento y cortante.

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

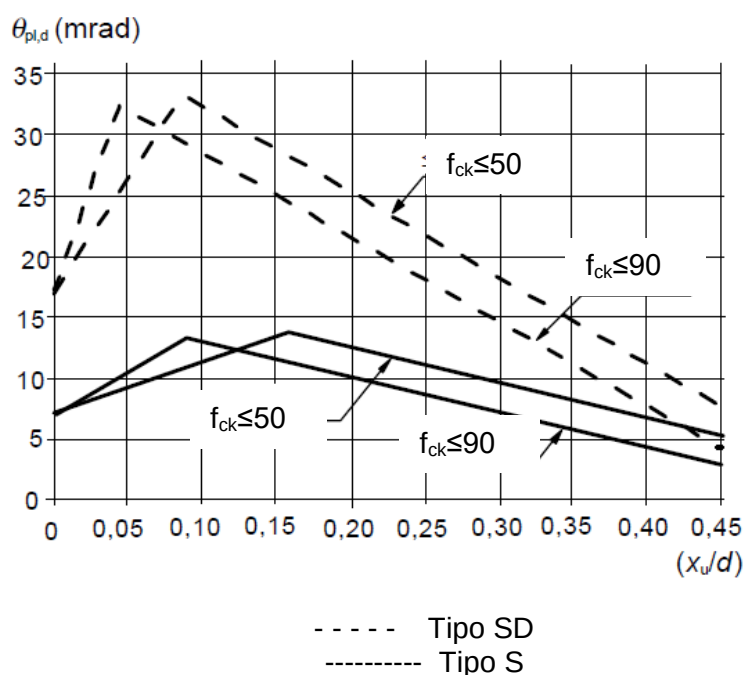


Figura A19.5.6: Valores básicos de giro permitido, $\theta_{pl,d}$, en secciones de hormigón armado para armadura de tipo S y SD. Los valores se aplican para una esbeltez a cortante $\lambda = 3,0$

5.6.4 Análisis con modelos de bielas y tirantes

(1) Los modelos de bielas y tirantes pueden utilizarse para el cálculo en Estado Límite Último de regiones continuas (estado fisurado de vigas y losas, véanse apartados 6.1-6.4), así como para el cálculo en Estado Límite Último y la definición de los detalles de proyecto de las regiones discontinuas (véase apartado 6.5). En general, estas regiones de discontinuidad se extienden hasta una distancia h (canto de la sección del elemento) desde la discontinuidad. Los modelos de bielas y tirantes pueden emplearse en aquellos elementos en los que se establezca una distribución lineal en la sección, por ejemplo, la deformación plana.

(2) Las comprobaciones en Estado Límite de Servicio pueden realizarse mediante modelos de bielas y tirantes, por ejemplo, para la comprobación de las tensiones del acero y el control del ancho de fisura, si se asegura una compatibilidad aproximada con dichos modelos (en particular la posición y dirección de las bielas principales deberá establecerse de acuerdo con la teoría de la elasticidad lineal).

(3) Los modelos de bielas y tirantes consisten en bielas que representan las zonas de tensiones de compresión, tirantes que representan la armadura, además de los nudos de unión. Los esfuerzos de los elementos de un modelo de bielas y tirantes deben determinarse manteniendo el equilibrio con las cargas aplicadas en el estado límite último. Los elementos que conforman este modelo deben dimensionarse de acuerdo con las reglas establecidas en el apartado 6.5.

(4) Los tirantes de un modelo de bielas y tirantes deben coincidir en posición y dirección con la armadura correspondiente.

(5) Los medios posibles para el desarrollo de modelos adecuados de bielas y tirantes incluyen la adopción de trayectorias de tensiones, así como de las redistribuciones procedentes de la teoría elástico-lineal, o del método del incremento de carga. Todo modelo de bielas y tirantes puede optimizarse mediante la utilización de criterios energéticos.

5.7 Análisis no lineal

(1) Los métodos de análisis no lineal pueden utilizarse tanto para Estado Límite Último como para Estado Límite de Servicio, siempre que se cumpla el equilibrio y la compatibilidad, además de suponer un comportamiento no lineal adecuado de los materiales. El análisis puede ser de primer o de segundo orden.

(2) En el estado límite último, la capacidad de las secciones críticas localizadas para resistir cualquier deformación anelástica establecida por el análisis, debe ser comprobada teniendo en cuenta las incertidumbres de manera apropiada.

(3) Para estructuras principalmente sometidas a cargas estáticas, los efectos de aplicaciones previas de carga podrán despreciarse de forma general, pudiendo suponerse un incremento monótono de la intensidad de las acciones.

(4) La utilización de las características del material que representan la rigidez de forma realista, pero que tienen en cuenta las incertidumbres de fallo, deben emplearse cuando se utilice un análisis no lineal. Únicamente se deberán utilizar los formatos de cálculo que sean válidos en el campo correspondiente de aplicación.

(5) Para estructuras esbeltas, en las que no pueden despreciarse los efectos de segundo orden, se podrá utilizar el método de cálculo establecido en el apartado 5.8.6.

5.8 Análisis de los efectos de segundo orden con esfuerzo axial

5.8.1 Definiciones

Flexión esviada: flexión simultánea alrededor de dos ejes principales.

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

Elementos o sistemas de arriostramiento: son aquellos elementos estructurales o subsistemas que, en el análisis y en el cálculo, se supone que sí contribuyen a la estabilidad horizontal global de la estructura.

Pandeo: fallo debido a la inestabilidad de un elemento o estructura sometido a compresión simple y sin carga transversal.

NOTA: El “pandeo puro”, tal y como se define anteriormente, no es un estado límite relevante en las estructuras reales debido a las imperfecciones y a las cargas transversales, pero en algunos métodos puede emplearse como parámetro una carga nominal de pandeo para el análisis de segundo orden.

Carga de pandeo: Se define como la carga que origina el pandeo. Para el caso de elementos elásticos aislados, es sinónimo de la carga crítica de Euler.

Longitud efectiva: Es la longitud utilizada para tener en cuenta la forma de la curva de desplazamiento del elemento, pudiéndose definir también como la longitud de pandeo, como por ejemplo, la longitud de un pilar biarticulado sometido a un esfuerzo normal constante, con la misma sección constante y la misma carga de pandeo que el elemento real.

Efectos de primer orden: Se definen como los efectos de las acciones sin considerar el efecto de la deformación estructural, pero incluyendo las imperfecciones geométricas.

Elementos aislados: Elementos que se encuentra aislados, o elementos de una estructura que se toman como aislados para llevar a cabo el cálculo. La Figura A19.5.7 muestra ejemplos de elementos aislados con diferentes condiciones de apoyo.

Momento nominal hiperestático: Es un momento de segundo orden empleado en determinados métodos, estableciendo un momento total compatible con la resistencia última de la sección (véase el apartado 5.8.5 (2)).

Efectos de segundo orden: Se trata de efectos adicionales causados por las deformaciones estructurales.

5.8.2 Generalidades

(1) Este apartado se refiere a los elementos y estructuras en los que el comportamiento estructural se ve influenciado, de forma significativa, por los efectos de segundo orden (por ejemplo pilares, muros, arcos y láminas). Es probable que aparezcan efectos globales de segundo orden en estructuras con un sistema flexible de arriostramientos.

(2) En el caso de que se tengan en cuenta los efectos de segundo orden, véase (6), el equilibrio y la resistencia deben ser comprobados en el estado deformado. Las deformaciones deben calcularse teniendo en cuenta los efectos correspondientes de fisuración, las propiedades no lineales de los materiales y la fluencia.

NOTA: En un análisis que suponga propiedades lineales de los materiales, esto puede tenerse en cuenta por medio de la reducción de los valores de la rigidez, véase el apartado 5.8.7.

(3) Donde corresponda, el análisis deberá incluir los efectos de la flexibilidad de los elementos adyacentes y de las cimentaciones (interacción terreno-estructura).

(4) El comportamiento estructural deberá ser considerado en la dirección en la que puedan producirse deformaciones. La flexión esviada deberá tenerse en cuenta cuando sea necesario.

(5) Las incertidumbres en la geometría y posición de las cargas normales deberán tenerse en cuenta como un efecto adicional de primer orden, basado en las imperfecciones geométricas, véase el apartado 5.2.

(6) Los efectos de segundo orden pueden ignorarse si son inferiores al 10% de los efectos de primer orden correspondientes. Se establece un criterio de simplificación para elementos aislados en el apartado 5.8.3.1, así como en 5.8.3.3 para las estructuras.

5.8.3 Criterios de simplificación para los efectos de segundo orden

5.8.3.1 Criterio de esbeltez para elementos aislados

(1) Como alternativa a 5.8.2 (6) los efectos de segundo orden pueden ignorarse si la esbeltez λ (como se define en el apartado 5.8.3.2) se encuentra por debajo de un cierto valor λ_{lim} que se define a continuación.

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n}$$

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 solo o predominantemente debidos a imperfecciones o cargas transversales;
- para elementos sin arriostrar en general.

(2) En los casos de flexión esviada, el criterio de esbeltez puede comprobarse para cada dirección por separado. Dependiendo de los resultados, los efectos de segundo orden (a) pueden despreciarse en ambas direcciones, (b) deben tenerse en cuenta en una dirección, o (c), deben tenerse en cuenta en ambas direcciones.

5.8.3.2 Esbeltez y longitud efectiva de elementos aislados

(1) La esbeltez se define como:

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

Donde:

l_0 es la longitud efectiva, véase el apartado 5.8.3.2 (2) (7),
 i es el radio de giro de la sección de hormigón no fisurada.

(2) Para la definición general de la longitud efectiva, véase el apartado 5.8.1. Los ejemplos de longitud efectiva, para elementos aislados con sección constante, se establecen en la Figura A19.5.7.

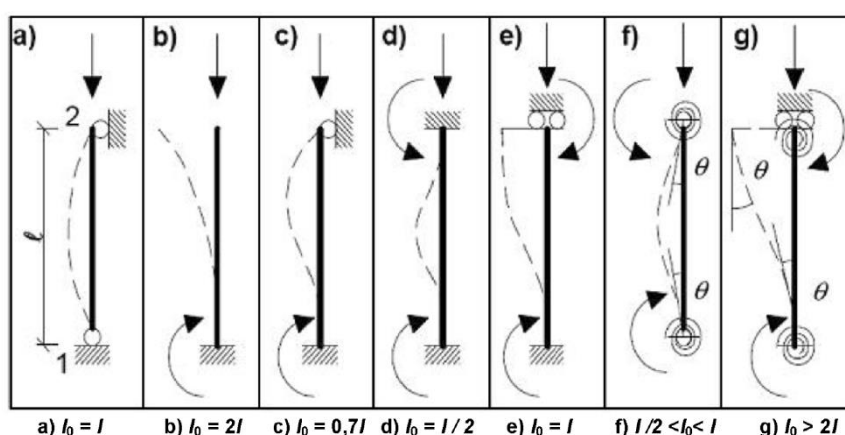


Figura A19.5.7 Ejemplos de diferentes modos de pandeo y sus respectivas longitudes efectivas para elementos aislados

(3) Para elementos comprimidos en pórticos, el criterio de esbeltez (véase el apartado 5.8.3.1) debe ser comprobado con una longitud efectiva l_0 determinada de la siguiente manera:

Elementos arriostrados (véase Figura A19.5.7 (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 Figura A19.5.7 (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 flexibilidades relativas a las restricciones al giro en los apoyos 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 g));
 EI es la rigidez a flexión de un elemento de compresión, véanse también 5.8.3.2 (4) y (5);

l es la altura libre del elemento de compresión entre las coacciones extremas o apoyos.

NOTA: $k = 0$ es el límite teórico para coacciones rígidas al giro, mientras $k = \infty$ representa el límite para el caso de no existir coacciones. Dado que en la práctica es difícil de encontrar la coacción completa de la rigidez, se recomienda un valor mínimo de 0,1 para k_1 y k_2 .

(4) Si un elemento comprimido (pilar) adyacente al nudo y que contribuye a su rigidez al giro por pandeo, entonces (EI/l) en la definición de k debe reemplazarse por $[(EI/l)_a + (EI/l)_b]$, donde a y b representan el elemento comprimido por encima y por debajo del nudo.

(5) En la definición de la longitud efectiva, la rigidez de los elementos de coacción debe incluir el efecto de la fisuración, a no ser que puedan ser mostrados como elementos no fisurados en Estado Límite Último.

(6) Para casos distintos de los mostrados en (2) y (3), como por ejemplo elementos con esfuerzos normales y/o sección variable, el criterio establecido en el apartado 5.8.3.1 debe comprobarse para una longitud efectiva basada en la carga de pandeo (calculado, por ejemplo, mediante un método numérico):

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

Donde:

EI es la rigidez a flexión representativa,

N_B es la carga de pandeo expresada en términos de esta rigidez EI , (en la expresión 5.14). De igual manera, i debe corresponderse con esta rigidez EI .

(7) Los efectos de coacción de los muros transversales puede tenerse en cuenta, para el cálculo de la longitud efectiva de los muros, mediante el coeficiente β , establecido en 12.4.5.1. En la expresión (12.9) y en la Tabla A19.12.1, l_w será sustituida por l_0 , establecida de acuerdo con el apartado 5.8.3.2.

5.8.3.3 Efectos globales de segundo orden en edificación

(1) Como alternativa a 5.8.2 (6), los efectos de segundo orden pueden despreciarse en edificación 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 arriostrados y en elementos de arriostramiento),

n_s es el número de plantas,

L es la altura total del edificio sobre el nivel de coacción del momento,

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

I_c es el momento de inercia (de la sección no fisurada de hormigón) de los elementos de arriostramiento.

$$k_1 = 0,31.$$

La expresión (5.18) es válida únicamente si se cumplen todas las condiciones que se disponen a continuación:

- La inestabilidad a torsión no es predominante, es decir, la estructura es aproximadamente simétrica,
- Las deformaciones globales por cortante son despreciables (como en un sistema de arriostramiento que consiste principalmente en muros sin grandes aberturas),
- Los elementos de arriostramiento son fijados de forma rígida a la base, es decir, los giros son despreciables,
- La rigidez de los elementos de arriostramiento es aproximadamente constante a lo largo de su altura.
- El incremento de la carga vertical total es similar en cada una de las plantas.

(2) En la expresión (5.18), k_1 puede ser reemplazada por k_2 si se puede verificar que los elementos de arriostramiento no están fisurados en el estado límite último. Se adopta el valor $k_2=0,62$.

NOTA 1: Para los casos en los que el sistema de arriostramiento tenga deformaciones globales de cortante y/o giros en los extremos significativos, véase el Apéndice H (que también establece el marco para las reglas anteriormente descritas).

5.8.4 Fluencia

(1) El efecto de la fluencia deberá tenerse en cuenta en el análisis de segundo orden, considerando debidamente las condiciones generales de la fluencia (véase el apartado 3.1.4) y la duración de las diferentes cargas, en la combinación de cargas considerada.

(2) La duración de las cargas se podrá tener en cuenta de una manera simplificada, mediante un coeficiente de fluencia efectivo, φ_{ef} , que, utilizado de forma conjunta con la carga de proyecto, proporciona la deformación de fluencia (curvatura) correspondiente a una carga cuasi-permanente.

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

Donde:

$\varphi(\infty, t_0)$ es el coeficiente de fluencia a tiempo infinito de acuerdo con el apartado 3.1.4,

M_{0Eqp} es el momento flector de primer orden en la combinación cuasi-permanente (Estado Límite de Servicio),

M_{0Ed} es el momento flector de primer orden en la combinación de cálculo (Estado Límite Último).

NOTA: También es posible definir φ_{ef} a partir de los momentos flectores M_{Eqp} y M_{Ed} , pero esto requiere la iteración y comprobación de la estabilidad, bajo una carga cuasi-permanente con $\varphi_{ef} = \varphi(\infty, t_0)$.

(3) Si M_{0Eqp}/M_{0Ed} varía en un elemento de la estructura, dicha relación se puede calcular para la sección de momento máximo, o puede emplearse un valor medio representativo.

(4) El efecto de la fluencia puede ignorarse, es decir, se puede suponer $\varphi_{ef} = 0$, si se cumplen las tres condiciones siguientes:

- $\varphi(\infty, t_0) \leq 2$
- $\lambda \leq 75$
- $M_{0Ed}/N_{Ed} \geq h$

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

NOTA: Si las condiciones para despreciar los efectos de segundo orden, de acuerdo con el apartado 5.8.2 (6) o 5.8.3.3, se cumplen de manera muy ajustada, es muy poco conservador despreciar tanto los efectos de segundo orden como la fluencia, a menos que la cuantía mecánica (ω , véase el apartado 5.8.3.1 (1)) sea al menos 0,25.

5.8.5 Métodos de análisis

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

(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: Los momentos nominales de segundo orden, proporcionados por los métodos simplificados (a) y (b), son, en ocasiones, mayores que los momentos correspondientes a la inestabilidad. Esto es para asegurar que el momento total sea compatible con la resistencia de la sección.

(2) El Método (a) puede utilizarse para elementos aislados y para estructuras completas, en el caso de que los valores de la rigidez nominal sean estimados de forma apropiada; véase el apartado 5.8.7.

(3) El Método (b) es más adecuado para elementos aislados; véase 5.8.8. Sin embargo, si se supone una disposición realista de la distribución de la curvatura, el método del apartado 5.8.8 podrá ser utilizado también en estructuras completas.

5.8.6 Método general

(1) El método general está basado en el análisis no lineal, incluyendo la no linealidad de la geometría, es decir, los efectos de segundo orden. Se aplicarán las reglas generales para este análisis, establecidas en el apartado 5.7.

(2) Se deberán utilizar las curvas adecuadas de tensión-deformación para hormigón y acero. El efecto de la fluencia deberá tenerse en cuenta.

(3) Podrán utilizarse los diagramas tensión-deformación para acero y hormigón establecidos en la expresión (3.14) del apartado 3.1.5, y en la Figura A19.3.8 de 3.2.7. Con diagramas de tensión-deformación basados en los esfuerzos de cálculo, el valor de cálculo de la carga última se obtiene directamente del análisis. En la expresión (3.14),

en el valor de k , f_{cm} se sustituye por la resistencia a compresión de cálculo f_{cd} y E_{cm} se sustituye por $E_{cd} = E_{cm}/\gamma_{CE}$, tomando $\gamma_{CE} = 1,2$.

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

(5) Debe tenerse en cuenta el efecto favorable de la rigidez a tracción.

NOTA: Este efecto es favorable, por lo que por simplicidad siempre se puede despreciar.

(6) Normalmente, las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de las deformaciones se cumplen en varias secciones. Una alternativa simplificada es considerar únicamente la sección o secciones crítica(s), así como una variación apropiada de la curvatura entre estas secciones, por ejemplo, similar al momento de primer orden u otro tipo de simplificaciones adecuadas.

5.8.7 Método basado en la rigidez nominal

5.8.7.1 Generalidades

(1) En un análisis de segundo orden basado en la rigidez, se deben utilizar los valores nominales de la rigidez a flexión, teniendo en cuenta los efectos de fisuración, la no linealidad de los materiales y la fluencia sobre el comportamiento global. Esto también se aplica a los elementos adyacentes que intervienen en el análisis, como es el caso de vigas, losas y cimentaciones. Cuando corresponda, deberá tenerse en cuenta la interacción entre terreno y estructura.

(2) El momento de cálculo resultante se emplea para el dimensionamiento de las secciones con respecto a momento flector y esfuerzo axial, siguiendo lo establecido en 6.1, en comparación con el apartado 5.8.5 (1).

5.8.7.2 Rigidez nominal

(1) Deberá emplearse el siguiente modelo para estimar la rigidez nominal de los elementos esbeltos sometidos a compresión en una sección 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 de del módulo de elasticidad del hormigón, véase el apartado 5.8.6 (3),

I_c es el momento de inercia de la sección de hormigón,

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

I_s es el momento de inercia de la sección de armadura, respecto al centro de gravedad del área de hormigón.

K_c es el coeficiente que tiene en cuenta los efectos de fisuración, fluencia, etc., véase el apartado 5.8.7.2 (2) o (3),

K_s es el coeficiente que tiene en cuenta la contribución de la armadura, véase el apartado 5.8.7.2 (2) o (3).

(2) Los siguientes coeficientes pueden utilizarse en la expresión (5.21), siempre que $\rho \geq 0,002$:

$$\begin{aligned} K_s &= 1 \\ K_c &= k_1 k_2 / (1 + \varphi_{ef}) \end{aligned} \quad (5.22)$$

donde:

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

A_s es el área total de armadura,

A_c es el área de la sección de hormigón,

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

k_1 es un coeficiente que depende la resistencia del hormigón f_{ck} (expresión (5.23)),

k_2 es un coeficiente que depende del esfuerzo axial y la esbeltez (expresión (5.24)).

$$k_1 = \sqrt{f_{ck}/20} \quad (N/mm^2) \quad (5.23)$$

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

Donde:

n es el axil reducido, $N_{Ed}/(A_c f_{cd})$,

λ es la esbeltez, véase el apartado 5.8.3.

Si la esbeltez no está definida λ , k_2 puede tomarse como

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

(3) Como alternativa simplificada, siempre que $\rho \geq 0,01$, se utilizarán los siguientes coeficientes en la expresión (5.21):

$$\begin{aligned} K_s &= 0 \\ K_c &= 0,3 / (1 + 0,5\varphi_{ef}) \end{aligned} \quad (5.26)$$

NOTA: La alternativa simplificada puede ser adecuada como paso preliminar para lograr un cálculo de mayor precisión de acuerdo con (2).

(4) En estructuras hiperestáticas, deben tenerse en cuenta los efectos desfavorables de fisuración en los elementos adyacentes. Generalmente, las Expresiones (5.21-5.26) no son aplicables a estos elementos. Se podrán tener en cuenta la fisuración parcial y la rigidez a tracción del hormigón, por ejemplo de acuerdo con el apartado 7.4.3. Sin embargo, como simplificación se puede admitir que las secciones están completamente fisuradas. La rigidez deberá basarse en un módulo efectivo 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 de acuerdo con el apartado 5.8.6 (3),

φ_{ef} es el coeficiente de fluencia efectivo, pudiendo emplearse el mismo valor que en pilares.

5.8.7.3 Coeficiente de mayoración de momentos

(1) El momento total de cálculo, incluyendo el momento de segundo orden, puede expresarse como un aumento de los momentos flectores resultantes de un análisis 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 apartado 5.8.8.2 (2),

β es un coeficiente que depende de la distribución de los momentos de primer y de segundo orden, véase el apartado 5.8.7.3 (2)-(3),

N_{Ed} es el valor de cálculo del esfuerzo axil,

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

(2) Para elementos aislados, con sección y esfuerzo axil constantes, habitualmente puede suponerse que el momento de segundo orden sigue una distribución sinusoidal.

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

donde:

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

(3) Para elementos sin carga transversal, los momentos extremos de primer orden M_{01} y M_{02} pueden sustituirse por un momento de primer orden equivalente y constante M_{0e} , de acuerdo con el apartado 5.8.8.2 (2). Siguiendo esta hipótesis de momento constante, deberá disponerse $c_0 = 8$.

NOTA: El valor de $c_0 = 8$ también es aplicable a elementos doblados con una doble curvatura. Debe indicarse que, en ciertos casos, dependiendo de la esbeltez y del esfuerzo axil, los momentos extremos pueden ser mayores que los momentos equivalentes mayorados.

(4) Donde 5.8.7.3 (2) o (3) no sean de aplicación, $\beta = 1$ es generalmente una simplificación razonable. La expresión (5.28) se puede reducir a la siguiente:

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

NOTA: 5.8.7.3 (4) es también aplicable al análisis global de ciertos tipos de estructuras, por ejemplo, estructuras arriostradas por pantallas de rigidización y similares, donde la acción principal es el momento flector en las unidades de arriostramiento. Para otros

tipos de estructuras, se establece una aproximación más general en el Apéndice H, Cláusula H.2.

5.8.8 Método basado en la curvatura nominal

5.8.8.1 Generalidades

(1) Este método es adecuado sobre todo para elementos aislados con esfuerzo normal constante y una longitud efectiva definida l_0 (véase el apartado 5.8.3.2). El método establece un momento nominal de segundo orden basado en una deformación, que a su vez se basa en la longitud efectiva y en la máxima curvatura estimada (véase también el apartado 5.8.5 (3)).

(2) El momento de cálculo resultante se utiliza para el dimensionamiento de secciones, con respecto al momento flector y al esfuerzo axil, de acuerdo con lo establecido en el 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 apartado 5.8.8.2 (2),

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

El valor máximo de M_{Ed} se establece mediante las distribuciones de M_{0Ed} y M_2 ; esta última, puede tomarse como distribución parabólica o sinusoidal respecto a la longitud efectiva.

NOTA: Para elementos hiperestáticos, M_{0Ed} se determina para las condiciones de contorno reales, mientras M_2 dependerá de las condiciones de contorno a través de la longitud efectiva del apartado 5.8.8.1 (1).

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

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

Si M_{01} y M_{02} dan lugar a tensiones en el mismo lado de la sección, deben tener el mismo signo, en caso contrario, tendrán signos opuestos. Además, $|M_{02}| \geq |M_{01}|$.

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

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

donde:

N_{Ed} es el valor de cálculo del esfuerzo axil,

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 efectiva, véase el apartado 5.8.3.2,

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

(4) Para sección constante, es habitual la utilización de $c = 10 (\approx \pi^2)$. Si el momento de primer orden es constante, debe considerarse un valor inferior (8 es el límite inferior correspondiente a un momento total constante).

NOTA: El valor π^2 corresponde a una distribución sinusoidal de la curvatura. Para curvatura constante el valor será 8. Debe observarse que c depende de la distribución total de la curvatura, mientras c_0 en el apartado 5.8.7.3 (2) depende únicamente de la curvatura correspondiente al momento de primer orden.

5.8.8.3 Curvatura

(1) Para elementos con sección simétrica constante (incluida la armadura), se emplea la siguiente expresión:

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

donde:

K_r es un coeficiente de corrección que depende de la carga normal, véase 5.8.8.3 (3),

K_φ es un coeficiente que tiene en cuenta la fluencia, véase el apartado 5.8.8.3 (4),

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

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

d canto útil, véase también el apartado 5.8.8.3 (2).

(2) Si toda la armadura no está concentrada en lados opuestos, sino que una parte está distribuida de forma 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 del área total de armadura.

(3) K_r , en la expresión (5.34), deberá tomarse como:

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

donde:

$n = N_{Ed} / (A_c f_{cd})$, es el axil reducido,

N_{Ed} es el valor de cálculo del esfuerzo axil,

$$n_u = 1 + \omega,$$

n_{bal} es el valor de n utilizando el momento máximo resistente; puede emplearse el valor 0,4,

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

A_s es el área total de armadura,

A_c es el área de la sección de hormigón.

(4) Debe tenerse en cuenta el efecto de la fluencia mediante el siguiente coeficiente:

$$K_\varphi = 1 + \beta \varphi_{ef} \geq 1 \quad (5.37)$$

donde:

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

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

λ es la esbeltez, véase el apartado 5.8.3.2.

5.8.9 Flexión esviada

(1) El método general descrito en el apartado 5.8.6 puede también utilizarse para la flexión esviada. Las siguientes disposiciones se aplican al utilizar métodos simplificados. Se debe tener especial cuidado a la hora de identificar la sección a lo largo del elemento con la combinación crítica de momentos.

(2) Como primer paso, debe realizarse un cálculo independiente en cada dirección principal, sin tener en cuenta la flexión esviada. Únicamente es necesario tener en cuenta las imperfecciones en la dirección en la que se vaya a producir el efecto más desfavorable.

(3) No son necesarias comprobaciones adicionales si los coeficientes de esbeltez cumplen las dos condiciones siguientes:

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

y si las excentricidades relativas e_y/h_{eq} y e_z/b_{eq} (véase la Figura A19.5.8) cumplen una de las condiciones siguientes:

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

Donde:

b, h son el ancho 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 los coeficientes de esbeltez 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,

$e_z = M_{Edy}/N_{Ed}$ es la excentricidad a lo largo del eje z ,

$e_y = M_{Edz}/N_{Ed}$ es la excentricidad a lo largo del eje y ,

M_{Edy} es el momento de cálculo sobre el eje y , incluyendo el momento de segundo orden,

M_{Edz} es el momento de cálculo sobre el eje z , incluyendo el momento de segundo orden,

N_{Ed} es el valor de cálculo del esfuerzo axil con la combinación de cargas correspondiente.

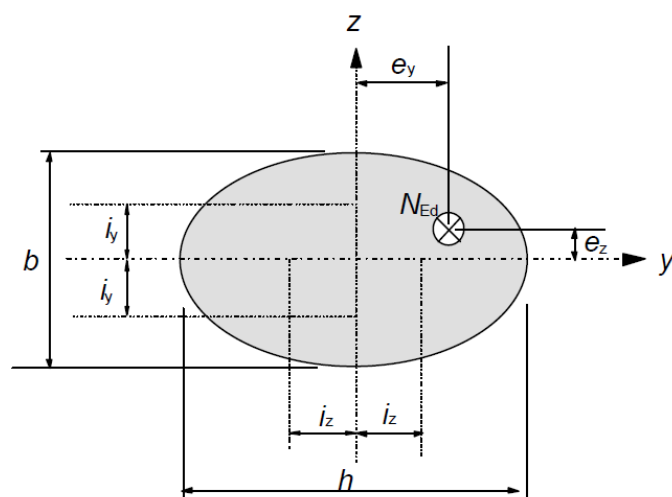


Figura A19.5.8. Definición de las excentricidades e_y y e_z

(4) Si no se cumple la condición de la expresión (5.38), la flexión esviada debe tenerse en cuenta incluyendo los efectos de segundo orden en cada dirección (salvo que puedan ignorarse de acuerdo con lo establecido en el apartado 5.8.2 (6) o 5.8.3). En ausencia de un dimensionamiento más preciso para la sección, en el caso la flexión esviada, se podrá emplear el siguiente criterio de simplificación:

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

donde:

$M_{Edz/y}$ es el momento de cálculo alrededor de sus ejes correspondientes, incluyendo los momentos de segundo orden,

$M_{Rdz/y}$ es el momento resistente en la dirección correspondiente.

a es un exponente;

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

para secciones rectangulares:

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

con interpolación lineal para valores intermedios,

N_{Ed} es el valor de cálculo del esfuerzo axil,

$N_{Rd} = A_c f_{cd} + A_s f_{yd}$ es el axil resistente de cálculo de la sección donde:

A_c es el área bruta de la sección del hormigón,

A_s es el área de la armadura longitudinal.

5.9 Inestabilidad lateral de vigas esbeltas

(1) Deberá tenerse en cuenta, cuando sea necesario, la inestabilidad lateral de vigas esbeltas, por ejemplo para vigas prefabricadas durante el transporte y montaje, para vigas con un arriostramiento lateral insuficiente en la estructura final, etc. También deberán tenerse en cuenta las imperfecciones geométricas.

(2) En la comprobación de las vigas sin arriostrar, debe suponerse una deformación lateral de $l/300$ como una imperfección geométrica, donde l es la longitud total de la viga. En estructuras terminadas, debe tenerse en cuenta el arriostramiento de los elementos conectados.

(3) Los efectos de segundo orden relacionados con la inestabilidad lateral podrán ignorarse si se cumplen las siguientes condiciones:

$$\text{-Situaciones permanentes: } \frac{l_{0t}}{b} \leq \frac{50}{(h/b)^{1/3}} \quad \text{y } h/b \leq 2,5 \quad (5.40a)$$

$$\text{-Situaciones transitorias: } \frac{l_{0t}}{b} \leq \frac{70}{(h/b)^{1/3}} \quad \text{y } h/b \leq 3,5 \quad (5.40b)$$

donde:

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

h es el canto total de la viga en la zona central de l_{0t} ,

b es el ancho del ala comprimida.

(4) Debe tenerse en cuenta la torsión asociada a la inestabilidad lateral en el cálculo de los apoyos de la estructura.

5.10 Elementos y estructuras pretensadas

5.10.1 Generalidades

(1) El pretensado considerado en este anejo es el que se aplica al hormigón mediante armaduras de pretensado.

(2) Los efectos del pretensado se pueden considerar como una acción o fuerza externa causada por la deformación y curvatura iniciales. Por ello, la capacidad de carga del elemento deberá ser calculada teniéndolo en cuenta.

(3) En general, el pretensado se introduce en la combinación de acciones, definida de acuerdo con el Anejo 18 del Código Estructural o en la reglamentación específica vigente, como parte de los casos de carga. Sus efectos deberán incluirse en el momento interno aplicado y en el esfuerzo axial.

(4) Siguiendo las hipótesis del apartado (3), la contribución de las armaduras de pretensado a la resistencia de la sección debe limitarse a su resistencia adicional tras el pretensado. Esta contribución puede calcularse suponiendo que el origen de la curva tensión-deformación de las armaduras activas se desplaza por los efectos del tesado inicial.

(5) Se debe evitar la rotura frágil del elemento causada por el fallo de las armaduras de pretensado.

(6) Debe evitarse la rotura frágil mediante la aplicación de uno o varios de los siguientes métodos:

Método A: Disposición de la armadura mínima de acuerdo con el apartado 9.2.1.

Método B: Disposición de las armaduras de pretensado adherentes.

5.10.2 Fuerza de pretensado durante el tesado

5.10.2.1 Fuerza máxima de pretensado

(1) La fuerza aplicada a la armadura activa, P_{max} (es decir, la fuerza aplicada al extremo activo durante el tesado), no deberá superar el siguiente valor:

$$P_{max} = A_p \cdot \sigma_{p,max} \quad (5.41)$$

donde:

A_p es el área de la sección transversal del pretensado,

$\sigma_{p,max}$ es la tensión máxima aplicada a la armadura activa $\sigma_{p,max} = \min\{k_1 \cdot f_{pk}; k_2 \cdot f_{p0,1k}\}$. Se utilizarán los valores $k_1 = 0,80$ y $k_2 = 0,90$.

(2) La aplicación de una fuerza superior de pretensado es admisible si, la fuerza establecida por el gato puede ser medida con una precisión de $\pm 5\%$ del valor final de la fuerza de pretensado. En tales casos, la fuerza máxima de pretensado P_{max} puede incrementarse a $k_3 \cdot f_{p0,1k} \cdot A_p$ (por ejemplo, en el caso de la aparición inesperada de un rozamiento elevado en las líneas de pretensado de gran longitud). Con carácter general, se utilizará el valor $k_3 = 0,90$.

5.10.2.2 Limitación de las tensiones en el hormigón.

(1) Deberá evitarse la rotura y el desconchamiento local en el extremo de los elementos postesados y pretesados.

(2) Debe evitarse la rotura y el desconchamiento local tras los anclajes del pretensado postesado, de acuerdo con la Evaluación Técnica Europea correspondiente.

(3) La resistencia del hormigón, en el momento de aplicar o transferir el esfuerzo de pretensado, no debe ser inferior al valor mínimo establecido en la Evaluación Técnica Europea correspondiente.

(4) Si se aplica el pretensado por etapas, tendón a tendón, la resistencia del hormigón requerida puede reducirse. La resistencia mínima ($f_{cm}(t)$), para un tiempo t , deberá ser el $k_4 = 50\%$ de la resistencia mínima requerida para el pretensado total que establece la Evaluación Técnica Europea. Entre la mínima resistencia y la resistencia del hormigón requerida para el pretensado total, el pretensado puede interpolarse entre $k_5 = 30\%$ y el 100% del pretensado total.

(5) La resistencia a compresión del hormigón en la estructura, resultante del esfuerzo de pretensado y de otras cargas actuantes en el momento del tesado o de transferencia de la fuerza del pretensado, debe limitarse a:

$$\sigma_c \leq 0,6f_{ck}(t) \quad (5.42)$$

Donde $f_{ck}(t)$ es la resistencia a compresión característica del hormigón para un tiempo t cuando está sometido a la fuerza de pretensado.

Para elementos pretensados, la tensión en el momento de transferir el pretensado puede incrementarse hasta $k_6 \cdot f_{ck}(t)$ siendo $k_6 = 0,7$, siempre que se pueda justificar, mediante ensayos o mediante la experiencia, que se evita la fisuración longitudinal.

Si la tensión de compresión es permanentemente mayor que $0,45f_{ck}(t)$, el comportamiento no lineal de la fluencia deberá ser tenido en cuenta.

5.10.2.3 Mediciones

(1) En el caso de postesado, la fuerza de pretensado y el alargamiento correspondiente de la armadura, deberán comprobarse mediante mediciones. Además, deberán controlarse las pérdidas reales originadas por el rozamiento.

5.10.3 Fuerza de pretensado

(1) Para un tiempo t y a una distancia x (o longitud de arco) a partir del extremo activo de la armadura activa, el esfuerzo medio de pretensado $P_{m,t}(x)$ es igual a la máxima fuerza, P_{max} , aplicada en el extremo activo, menos las pérdidas instantáneas y diferidas (véanse las disposiciones de los párrafos siguientes). Se considerarán valores absolutos para todas las pérdidas.

(2) El valor del pretensado inicial $P_{m,0}(x)$ (para un tiempo $t = t_0$) aplicado al hormigón inmediatamente después del tesado y anclaje (postesado), o después de la transferencia del pretensado (pretesado), se obtiene restando al valor de P_{max} las pérdidas instantáneas $\Delta P_i(x)$ y no debe sobrepasar el siguiente valor:

$$P_{m0}(x) = A_p \cdot \sigma_{pm0}(x) \quad (5.43)$$

donde:

$\sigma_{pm0}(x)$ es la tensión de la armadura activa inmediatamente después del tesado o de la transferencia, $= \min\{k_7 \cdot f_{pk}; k_8 \cdot f_{p0,1k}\}$, donde $k_7 = 0,75$ y $k_8 = 0,85$.

(3) Para la determinación de las pérdidas instantáneas $\Delta P_i(x)$, se deben tener en cuenta, tanto para el pretensado preteso como para el postesado, las siguientes influencias inmediatas donde corresponda (véanse los apartados 5.10.4 y 5.10.5):

- Pérdidas debidas al acortamiento elástico del hormigón ΔP_{el} .
- Pérdidas debidas a la relajación a corto plazo ΔP_r .
- Pérdidas por rozamiento $\Delta P_\mu(x)$.
- Pérdidas por penetración de cuña ΔP_{sl} .

(4) El valor medio de la fuerza de pretensado, $P_{m,t}(x)$, para un tiempo $t > t_0$ debe determinarse en función del método de pretensado empleado. Además de las pérdidas establecidas en (3), las pérdidas diferidas $\Delta P_{c+s+r}(x)$ (véase el apartado 5.10.6) como resultado de la fluencia y la retracción del hormigón, así como de la relajación a largo plazo de la armadura activa, deben ser consideradas y $P_{m,t}(x) = P_{m0}(x) - \Delta P_{c+s+r}(x)$.

5.10.4 Pérdidas instantáneas del pretensado preteso

(1) Para el pretensado preteso, deben considerarse las siguientes pérdidas:

- (i) Durante el proceso de tesado: Pérdidas por rozamiento en los desviadores (en el caso de alambres o cordones curvos) y pérdidas por penetración de cuñas en los dispositivos de anclaje.
- (ii) Antes de la transferencia del pretensado al hormigón: Pérdidas debidas a la relajación de las armaduras de pretensado durante el periodo comprendido entre el tesado de las armaduras y la transferencia del pretensado al hormigón.

NOTA: En el caso de curado al vapor, las pérdidas debidas a la retracción y relajación se modifican y deberán evaluarse en consecuencia; además, deberán considerarse los efectos térmicos directos (véase el apartado 10.3.2.1 y el Apéndice D).

- (iii) En el momento de transferencia del pretensado al hormigón: Pérdidas debidas al acortamiento del hormigón resultante de la acción de las armaduras de pretensado al ser liberadas de sus anclajes.

5.10.5 Pérdidas instantáneas del pretensado posteso

5.10.5.1 Pérdidas debidas a la deformación instantánea del hormigón

(1) Deben considerarse las pérdidas en la fuerza de pretensado correspondientes a la deformación del hormigón, teniendo en cuenta el orden en que son tesadas las armaduras.

(2) Esta pérdida, ΔP_{el} , puede suponerse como un valor medio para cada tendón:

$$\Delta P_{el} = A_p \cdot E_p \cdot \sum \left[\frac{j \cdot \Delta \sigma_c(t)}{E_{cm}(t)} \right] \quad (5.44)$$

donde:

$\Delta \sigma_c(t)$ es la variación de la tensión en el centro de gravedad de la armadura activa para un tiempo t .

j es un coeficiente igual a:

$(n - 1)/2n$ donde n es el número de elementos de la armadura activa idénticos pretensados sucesivamente. Como aproximación j puede tomarse igual a $1/2$,

1 para las variaciones debidas a las acciones permanentes aplicadas tras el pretensado.

5.10.5.2 Pérdidas por rozamiento

(1) Las pérdidas por rozamiento $\Delta P_\mu(x)$ en la armadura activa postesa pueden estimarse con:

$$\Delta P_\mu(x) = P_{max}(1 - e^{-\mu(\theta + kx)}) \quad (5.45)$$

donde:

- θ es la suma de las desviaciones angulares sobre una distancia x (independientemente de la dirección y el signo),
- μ es el coeficiente de rozamiento entre la armadura activa y la vaina,
- k es una deformación angular parásita para la armadura activa interior (por unidad de longitud),
- x es la distancia, a lo largo de la armadura activa, desde el punto en el que la fuerza de pretensado es igual a P_{max} (la fuerza en el extremo activo durante el tesado).

Los valores de μ y k se establecen en la Evaluación Técnica Europea correspondiente. El valor de μ depende de las características superficiales de la armadura activa y la vaina, de la presencia o no de óxido, del alargamiento de la armadura y de su trazado.

El valor de k para la deformación angular parásita, depende de la calidad de la ejecución, de la distancia entre los puntos de apoyo de la armadura, del tipo de conducto o vaina empleada y del grado de vibración utilizado para la puesta en obra del hormigón.

(2) En ausencia de datos establecidos en la Evaluación Técnica Europea, pueden utilizarse los valores de μ dispuestos en la Tabla A19. 5.1, cuando se utilice la expresión (5.45).

(3) En ausencia de datos en la Evaluación Técnica Europea, los valores para las deformaciones parásitas angulares en la armadura activa interior deben estar dentro del intervalo $0,005 < k < 0,01$ por metro.

(4) Para la armadura activa exterior, las pérdidas del pretensado ocasionadas por los ángulos parásitos pueden ignorarse.

Tabla A19. 5.1: Coeficientes de rozamiento μ para la armadura activa interior postesada y la exterior no adherente.

	Armadura activa interior ¹⁾	Armadura activa exterior no adherente			
		Vaina de acero/Sin lubricar	Vaina de PEAD/Sin lubricar	Vaina de acero/con lubricación	Vaina de PEAD/con lubricación
Alambre trefilado en frío	0,17	0,25	0,14	0,18	0,12
Cordón	0,19	0,24	0,12	0,16	0,10
Barra corrugada	0,65	-	-	-	-
Barra lisa	0,33	-	-	-	-

¹⁾ Para armaduras activas que ocupan aproximadamente la mitad de la vaina

NOTA: PEAD- Polietileno de alta densidad.

5.10.5.3 Pérdidas en el anclaje

(1) Deben tenerse en cuenta las pérdidas debidas a la penetración de cuñas en los dispositivos de anclaje, durante la operación de anclaje tras el tesado, así como las debidas a la deformación del propio anclaje.

(2) Los valores de la penetración de cuñas se establecen en la Evaluación Técnica Europea correspondiente.

5.10.6 Pérdidas diferidas del pretensado preteso y posteso.

(1) Las pérdidas diferidas pueden calcularse considerando las dos reducciones de la tensión que se describen a continuación:

- (a) Pérdidas debidas a la reducción de la elongación de la armadura activa, causada por la acción de la fluencia y la retracción del hormigón bajo cargas permanentes.
- (b) La reducción de la tensión en el acero, ocasionada por la relajación del mismo.

NOTA: La relajación del acero depende de la deformación de fluencia y retracción del hormigón. Generalmente y de forma aproximada, esta interacción puede tenerse en cuenta mediante un coeficiente reductor igual a 0,8.

(2) La expresión (5.46) establece un método simplificado para evaluar las pérdidas diferidas, a una distancia x bajo cargas permanentes.

$$\Delta P_{c+s+r} = A_p \Delta \sigma_{p,c+s+r} = A_p \frac{\varepsilon_{cs} E_p + 0,8 \Delta \sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \varphi(t, t_0) \cdot \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p A_p}{E_{cm} A_c} \left(1 + \frac{A_c z_c^2}{I_c} \right) [1 + 0,8 \varphi(t, t_0)]} \quad (5.46)$$

donde:

$\Delta \sigma_{p,c+s+r}$ Es el valor absoluto de la variación de tensiones en la armadura activa causada por la fluencia, la retracción y la relajación a la distancia x , para un tiempo t .

ε_{cs} Es la deformación por retracción, en valor absoluto, estimada de acuerdo con el apartado 3.1.4 (6).

E_p Es el módulo de elasticidad del acero de pretensar, véase el apartado 3.3.6 (2).

E_{cm} Es el módulo de elasticidad del hormigón (Tabla A19.3.1).

$\Delta \sigma_{pr}$ Es el valor absoluto de la variación de tensiones en la armadura activa a una distancia x y para un tiempo t , causada por la relajación del acero de pretensar. Se determina para una tensión de $\sigma_p = \sigma_p(G + P_{m0} + \psi_2 Q)$.

Donde $\sigma_p = \sigma_p(G + P_{m0} + \psi_2 Q)$ es la tensión inicial de la armadura activa causada por el pretensado inicial y las acciones cuasi-permanentes.

$\varphi(t, t_0)$	Es el coeficiente de fluencia para un instante t , con cargas aplicadas en el instante t_0 .
$\sigma_{c,QP}$	Es la tensión en el hormigón adyacente a la armadura activa, originada por el peso propio, el pretensado inicial y otras acciones cuasi-permanentes donde corresponda. El valor de $\sigma_{c,QP}$ puede tomarse como el efecto de parte del peso propio y del pretensado inicial, o bien el efecto de la combinación cuasi-permanente de acciones dispuesta en su totalidad ($\sigma_c(G + P_{m0} + \psi_2 Q)$), dependiendo de la etapa de la construcción considerada.
A_p	Es el área total de la armadura de pretensado en la localización x considerada.
A_c	Es el área de la sección de hormigón.
I_c	Es el momento de inercia 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 las deformaciones correspondientes establecidas en la expresión (5.46) deben utilizarse con signo positivo.

(3) La expresión (5.46) se aplica a la armadura activa adherente cuando se utilizan los valores locales de las tensiones. Para la armadura activa no adherente se emplea dicha expresión cuando se utilizan los valores medios de las tensiones. Los valores medios deben calcularse entre secciones rectas limitadas por los puntos de inflexión teóricos de la armadura activa exterior, o sobre la totalidad de la longitud para la armadura activa interior.

5.10.7 Consideración del pretensado en el análisis.

(1) El pretensado exterior puede generar momentos de segundo orden.

(2) Los momentos hiperestáticos del pretensado se producen únicamente en estructuras hiperestáticas.

(3) Para el análisis lineal, se deben considerar los efectos de primer y segundo orden del pretensado, antes de considerar cualquier redistribución de esfuerzos y momentos (véase el apartado 5.5).

(4) En el análisis plástico y en el análisis no lineal, el efecto hiperestático del pretensado puede tratarse como giros plásticos adicionales, que deben incluirse en la comprobación de la capacidad de giro.

(5) Se puede admitir la existencia de una adherencia total entre el acero y el hormigón tras inyectar las vainas de la armadura activa postesada. Sin embargo, antes de la inyección, la armadura activa debe considerarse como no adherente.

(6) La armadura activa exterior puede suponerse recta entre los desviadores.

5.10.8 Efectos del pretensado en el estado límite último

(1) En general, el valor de cálculo de la fuerza de pretensado puede determinarse mediante la expresión $P_{d,t}(x) = \gamma_P \cdot P_{m,t}(x)$ (véase el apartado 5.10.3 (4) para la definición de $P_{m,t}(x)$ y 2.4.2.2 para γ_P).

(2) Para elementos pretensados con armadura activa no adherente de forma permanente, generalmente es necesario tener en cuenta la deformación del elemento completo al calcular el incremento de la tensión en la armadura activa. Si no se detalla en el cálculo, puede suponerse que el incremento de la tensión del pretensado desde el pretensado efectivo hasta la tensión correspondiente al estado límite último es $\Delta\sigma_{p,ULS} = 100 \text{ N/mm}^2$.

(3) Si el incremento de la tensión se calcula utilizando el estado de deformación del elemento completo, se deben utilizar los valores medios de las propiedades del material. El valor de cálculo del incremento de tensión $\Delta\sigma_{pd} = \Delta\sigma_p \cdot \gamma_{\Delta P}$ debe determinarse aplicando los coeficientes parciales de seguridad $\gamma_{\Delta P,sup}$ y $\gamma_{\Delta P,inf}$ respectivamente. Con carácter general, los valores a utilizar serán $\gamma_{\Delta P,sup} = 1,2$ y $\gamma_{\Delta P,inf} = 0,8$. Si el cálculo de la deformación global de la estructura se realiza considerando un comportamiento lineal con rigidez no fisurada, se utilizarán los valores $\gamma_{\Delta P,sup} = \gamma_{\Delta P,inf} = 1,0$.

5.10.9 Efectos del pretensado en el estado límite de servicio y en el estado límite de fatiga

(1) Para los cálculos en servicio y fatiga se deberán tener en cuenta las posibles variaciones del pretensado. Para el estado límite de servicio, se definen dos valores característicos de la fuerza de pretensado de acuerdo con las siguientes expresiones:

$$P_{k,sup} = r_{sup} P_{m,t}(x) \quad (5.47)$$

$$P_{k,inf} = r_{inf} P_{m,t}(x) \quad (5.48)$$

donde:

$P_{k,sup}$ es el valor característico superior,

$P_{k,inf}$ es el valor característico inferior.

Se adoptan con carácter general los valores siguientes:

- para armaduras pretesas o tendones no adherentes $r_{sup} = 1,05$ y $r_{inf} = 0,95$,
- para armaduras postesas con tendones adherentes $r_{sup} = 1,10$ y $r_{inf} = 0,90$.

Para situaciones transitorias y cuando los elementos estén sometidos a un control de ejecución intenso, podrán tomarse:

- para armaduras pretesa, $r_{sup} = r_{inf} = 1,0$

5.11 Análisis de elementos estructurales particulares

(1) Las losas apoyadas en soportes se definen como losas planas.

(2) Las pantallas de rigidización son muros de hormigón en masa o armado, que contribuyen a la estabilidad lateral de la estructura.

NOTA: Véase el Apéndice I para consultar información acerca del análisis de losas planas y pantallas de rigidización.

6 Estados límite últimos (ELU)

6.1 Flexión simple o compuesta

(1) Este apartado se aplica a las regiones sin discontinuidades de vigas, losas y otros elementos análogos, para los que las secciones se mantienen aproximadamente planas, antes y después de la carga. Las regiones de discontinuidad de vigas y otros elementos en los que las secciones no permanecen planas pueden dimensionarse y detallarse de acuerdo con el apartado 6.5.

(2) Cuando se determine el momento último resistente de las secciones de hormigón armado o pretensado, se asumen las siguientes hipótesis:

- Las secciones planas permanecen planas.
- La deformación en la armadura adherente (pasiva o activa), traccionada o comprimida, es la misma que en el hormigón que la rodea.
- Se desprecia la resistencia a tracción del hormigón.
- Las tensiones en el hormigón comprimido provienen del diagrama de cálculo tensión-deformación establecido en el apartado 3.1.7.
- Las tensiones en las armaduras activa y pasiva proceden de los diagramas de cálculo establecidos en el apartado 3.2 (Figura A19.3.8) y el apartado 3.3 (Figura A19.3.10).
- Se tiene en cuenta la deformación relativa inicial de la armadura de pretensado cuando se evalúan las tensiones en las armaduras activas.

(3) La deformación de compresión en el hormigón deberá limitarse a ε_{cu2} , o ε_{cu3} , dependiendo del diagrama tensión-deformación empleado (véase el apartado 3.1.7 y la Tabla A19.3.1). Las deformaciones en las armaduras pasiva y activa deberán limitarse a ε_{ud} (donde sea aplicable); véanse apartados 3.2.7 (2) y 3.3.6 (7) respectivamente.

(4) En el caso de secciones sometidas a un esfuerzo de compresión, es necesario suponer una excentricidad mínima $e_0 = h/30$ no inferior a 20 mm, siendo h el canto de la sección.

(5) En las partes de la sección sometidas a cargas aproximadamente centradas ($e_d/h < 0,1$), tales como alas comprimidas o vigas cajón, debe limitarse la deformación media de compresión a ε_{c2} (o ε_{c3} si se utiliza el diagrama bilineal de la Figura A19.3.4).

(6) La Figura A19.6.1 muestra los valores límites admisibles para la distribución de deformaciones.

(7) Para elementos pretensados con armadura activa permanentemente no adherente, véase el apartado 5.10.8.

(8) Para armadura de pretensado exterior, la deformación de la armadura activa entre dos puntos de contacto consecutivos (anclajes o desviadores) se supondrá constante. En este caso, se tomará la deformación de la armadura activa igual a la deformación

inicial, obtenida al finalizar la operación de tesado, siendo incrementada por la deformación resultante de las deformaciones estructurales entre las áreas de contacto consideradas. Véase también el apartado 5.10.

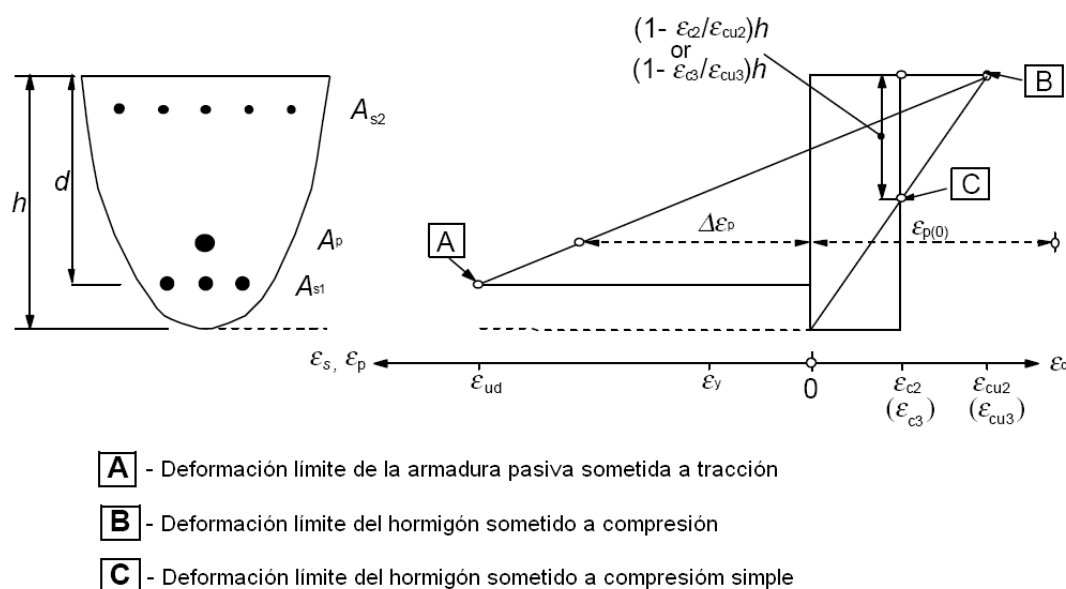


Figura A19.6.1: Diagrama de deformaciones límites admisibles en estado límite último

6.2 Esfuerzo cortante

6.2.1 Procedimiento general de comprobación

(1) Para la comprobación de la resistencia a cortante se definen los siguientes parámetros:

- $V_{Rd,C}$ Es el valor de cálculo de la resistencia a cortante de un elemento sin armadura de cortante.
- $V_{Rd,s}$ Es el valor de cálculo del esfuerzo cortante que puede soportar un elemento con la armadura de cortante trabajando a su límite elástico.
- $V_{Rd,max}$ Es el valor de cálculo del esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por la rotura de las bielas de compresión.

En los elementos de altura variable, se definen los siguientes valores (véase la Figura A19.6.2):

- V_{ccd} Es el valor de cálculo de la componente del esfuerzo cortante en la zona de compresión, en el caso del cordón inclinado comprimido.
- V_{td} Es el valor de cálculo de la componente del esfuerzo cortante en la zona de la armadura de tracción, en el caso del cordón inclinado traccionado.

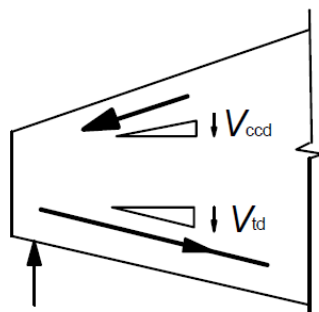


Figura A19.6.2: Componentes del esfuerzo cortante en los elementos de altura variable

(2) La resistencia a cortante 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 zonas del elemento donde $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$ no se requiere armadura de cortante de cálculo actuando en la sección considerada. V_{Ed} es el esfuerzo cortante de cálculo que se considera resultante de la aplicación de las cargas externas y del pretensado (adherente o no).

(4) En el caso de que al obtener el cortante de cálculo no se precise armadura de cortante, se debe disponer igualmente una armadura mínima de acuerdo con el apartado 9.2.2. Este armado mínimo puede suprimirse en el caso de elementos tales como losas (macizas, nervadas o alveolares), en las que la redistribución transversal de cargas es posible. También puede suprimirse el armado mínimo en los elementos de importancia menor (por ejemplo, dinteles con una luz inferior a dos metros), que no contribuyen de forma significativa a la resistencia y estabilidad global de la estructura.

(5) En las zonas en las que $V_{Ed} > V_{Rd,c}$ (con $V_{Rd,c}$ de acuerdo con la expresión (6.2)) debe disponerse suficiente armadura de cortante de forma que $V_{Ed} \leq V_{Rd}$ (véase la expresión (6.1)).

(6) En cualquier parte del elemento, la suma del esfuerzo cortante de cálculo y la contribución de las alas, $V_{Ed} - V_{ccd} - V_{td}$, no debe exceder el valor máximo permitido $V_{Rd,max}$ (véase 6.2.3).

(7) La armadura longitudinal de tracción debe ser capaz de soportar el esfuerzo adicional de tracción causado por el cortante (véase 6.2.3. (7)).

(8) Para elementos sometidos principalmente a una carga uniformemente distribuida, no será necesaria la comprobación del esfuerzo cortante de cálculo para los puntos situados a una distancia inferior a d desde el borde del apoyo. Debe darse continuidad hasta el apoyo a toda la armadura de cortante necesaria. Además deberá comprobarse que el cortante en el apoyo no supera el valor $V_{Rd,max}$ (véanse los apartados 6.2.2 (6) y 6.2.3 (8)).

(9) En el caso de que una carga sea aplicada en la parte inferior de la sección, debe disponerse una armadura vertical de cortante suficiente, capaz de transmitir la carga a

la parte superior de la sección, además de las otras armaduras requeridas para resistir el cortante.

6.2.2 Elementos que no requieren armadura de cortante

(1) El valor de cálculo de la resistencia a cortante $V_{Rd,c}$ se establece mediante:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d \quad (6.2.a)$$

Con un mínimo de

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \quad (6.2.b)$$

donde:

f_{ck} viene dada en N/mm^2

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \text{ con } d \text{ en } mm,$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0,02,$$

A_{sl} es el área de la armadura de tracción que se extiende sobre una longitud $\geq (l_{bd} + d)$ respecto a la sección considerada (véase la Figura A19.6.3),

b_w es el espesor mínimo de la sección en la zona de tracción $[mm]$.

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c < 0,2 f_{cd} \quad [N/mm^2],$$

N_{Ed} es el esfuerzo axial en la sección debido a las cargas o el pretensado en $[N]$. $N_{Ed} > 0$ para compresión. La influencia de las deformaciones impuestas puede ignorarse en N_{Ed} ,

A_c es el área de la sección de hormigón $[mm^2]$,

$V_{Rd,c}$ se dispone en N .

$$C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c.$$

$$k_1 = 0,15.$$

$$v_{min} = \frac{0,035}{k} k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \quad (6.3)$$

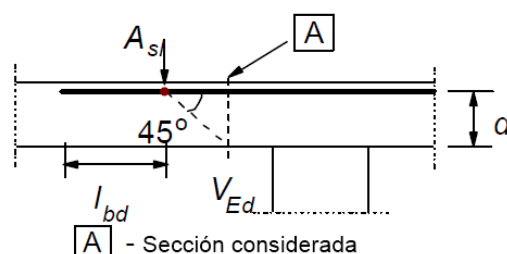
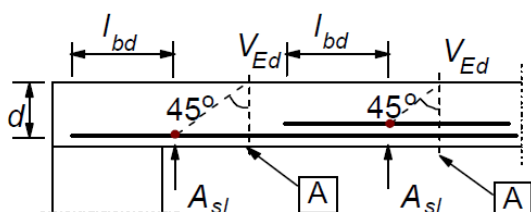


Figura A19.6.3: Definición de A_{sl} en la expresión (6.2)

(2) En los elementos pretensados de un solo vano sin armadura de cortante, la resistencia a cortante de las zonas fisuradas por flexión puede calcularse utilizando la expresión (6.2a). En las zonas no fisuradas por flexión (donde la tensión de tracción por

flexión es inferior a $f_{ctk,0,05}/\gamma_c$, la resistencia a cortante debe estar limitada por la resistencia a tracción del hormigón. En estas zonas, la resistencia a cortante se establece mediante:

$$V_{Rd,c} = \frac{I \cdot b_w}{S} \sqrt{(f_{ctd})^2 + \alpha_l \sigma_{cp} f_{ctd}} \quad (6.4)$$

donde:

- I es el momento de inercia,
- b_w es el ancho de la sección en el eje baricéntrico, teniendo en cuenta la presencia de vainas de acuerdo con las Expresiones (6.16) y (6.17).
- S es el momento estático del área por encima del eje baricéntrico.
- $\alpha_l = l_x/l_{pt2} \leq 1,0$ para armadura pretensada pretesa, $= 1,0$ para los otros tipos de pretensado.
- l_x es la distancia comprendida entre la sección considerada y el punto de origen de la longitud de transmisión de tensiones.
- l_{pt2} es el valor del límite superior de la longitud de transmisión de la armadura activa, de acuerdo con la expresión (8.18).
- σ_{cp} es la tensión de compresión del hormigón en el eje baricéntrico debida a la carga axil y/o al pretensado ($\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c$ en MPa, $N_{Ed} > 0$ en compresión).

Para las secciones en las que el ancho varía con la altura, la tensión principal máxima puede darse en un eje distinto del baricéntrico. En estos casos, el valor mínimo de la resistencia a cortante debe determinarse mediante el cálculo de $V_{Rd,c}$ en diferentes ejes de la sección.

(3) No es necesario el cálculo de la resistencia a cortante siguiendo la expresión (6.4), en el caso de que las secciones se encuentren situadas más cerca del apoyo que del punto correspondiente a la intersección entre el eje del centro de gravedad elástico y la línea inclinada que forma 45° desde el borde interior del apoyo.

(4) Para el caso general de elementos sometidos a flexión compuesta, en los que se puede demostrar que no están fisurados en Estado Límite Último, debe consultarse el apartado 12.4.3.

(5) Para el cálculo de la armadura longitudinal, en la región fisurada sometida a flexión, se debe decalar la envolvente de momentos una distancia $a_l = d$ en la dirección desfavorable (véase el apartado 9.2.1.3 (2)).

(6) En el caso de que las cargas sean aplicadas sobre la cara superior del elemento, a una distancia a_v del borde del apoyo (o centro del apoyo en el caso de apoyos flexibles) comprendida entre $0,5d \leq a_v \leq 2d$, la contribución de esta carga al esfuerzo cortante V_{Ed} puede multiplicarse por $\beta = a_v/2d$. Esta reducción puede aplicarse en la comprobación de $V_{Rd,c}$ en la expresión (6.2.a). Esto es únicamente válido si se cumple que el armado longitudinal está completamente anclado en el apoyo. Para $a_v \leq 0,5d$ debe utilizarse el valor $a_v = 0,5d$.

El esfuerzo cortante V_{Ed} , calculado sin aplicar la reducción de β , deberá cumplir la condición siguiente:

$$V_{Ed} \leq 0,5 b_w d v f_{cd} \quad (6.5)$$

donde v es un coeficiente de reducción de la resistencia para el hormigón fisurado por cortante, cuyo valor es:

$$v = 0,6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \text{ con } (f_{ck} \text{ en MPa}) \quad (6.6)$$

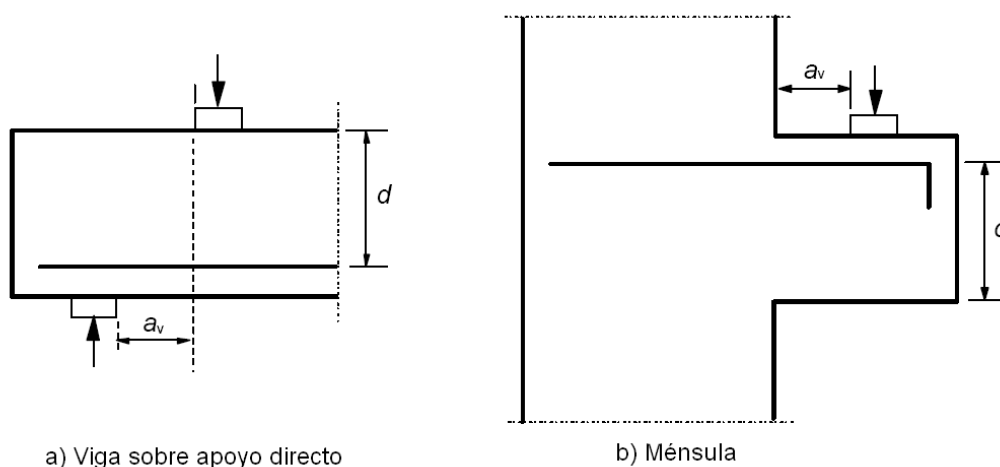


Figura A19.6.4: Cargas cercanas a los apoyos

(7) Las vigas con cargas cercanas a los apoyos y ménsulas pueden calcularse, de forma alternativa, mediante modelos de bielas y tirantes. Se hace referencia a esta alternativa en el apartado 6.5.

6.2.3 Elementos que requieren armadura de cortante

(1) El cálculo de elementos con armadura de cortante se basa en un modelo de celosía (Figura A19.6.5). Los valores límite de la inclinación θ de las bielas en el alma se establecen en el apartado 6.2.3 (2).

En la Figura A19.6.5 aparece la siguiente notación:

- α es el ángulo entre las armaduras de cortante con el eje de la viga perpendicular al esfuerzo cortante (medida en positivo como se indica en la figura),
- θ es el ángulo entre las bielas de compresión de 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 el ancho mínimo entre los cordones de tracción y compresión,
- z para un elemento de canto constante, es el brazo mecánico de las fuerzas internas correspondiente al momento flector en el elemento considerado.

En el análisis de cortante del hormigón armado sin esfuerzo axial, se emplea habitualmente el valor aproximado $z = 0,9d$.

En los elementos con armadura de pretensado inclinada, el armado longitudinal en el cordón traccionado deberá disponerse de forma que soporte el esfuerzo de tracción longitudinal debido al cortante definido en (7).

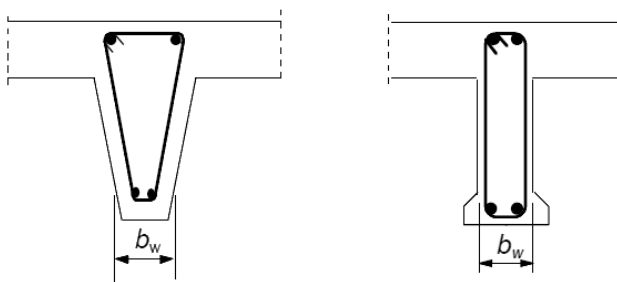
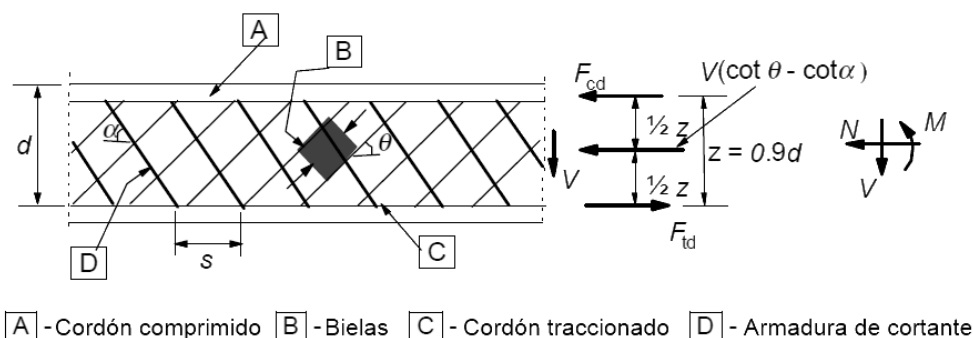


Figura A19.6.5: Modelo de celosía y notación para elementos con armadura de cortante

(2) El ángulo θ está limitado por el intervalo establecido en la expresión 6.7:

$$0,5 \leq \cot \theta \leq 2 \quad (6.7)$$

(3) Para elementos con armadura vertical de cortante, la resistencia a cortante, V_{Rd} es el menor valor de:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta \quad (6.8)$$

NOTA: Si se utiliza la expresión (6.10), el valor de f_{ywd} deberá reducirse a $0,8f_{ywk}$ en la expresión (6.8).

y

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta) \quad (6.9)$$

donde:

- A_{sw} es el área de la sección de la armadura de cortante,
- s es la distancia entre cercos u horquillas,
- f_{ywd} es el límite elástico de cálculo de la armadura de cortante.

v_1 es un coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por el efecto del cortante,

$v_1 = 0,6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right]$ con (f_{ck} en MPa). si el valor de cálculo de la armadura de cortante es menor $0,8 f_{yk}$, v_1 puede establecerse como:

$$v_1 = 0,6 \quad \text{para } f_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2 \quad (6.10.a)$$

$$v_1 = 0,9 - f_{ck}/200 > 0,5 \quad \text{para } f_{ck} > 60 \text{ N/mm}^2 \quad (6.10.b)$$

α_{cw} es un coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensiones en el cordón comprimido. Los valores a utilizar serán:

1 para estructuras sin pretensado

$$(1 + \sigma_{cp}/f_{cd}) \quad \text{para } 0 < \sigma_{cp} \leq 0,25f_{cd} \quad (6.11.a)$$

$$1,25 \quad \text{para } 0,25f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0,5f_{cd} \quad (6.11.b)$$

$$2,5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd}) \quad \text{para } 0,5f_{cd} < \sigma_{cp} < 1,0f_{cd} \quad (6.11.c)$$

Donde σ_{cp} es la tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida al esfuerzo axial de cálculo. Debe obtenerse mediante el promedio de toda la sección de hormigón teniendo en cuenta la armadura. Para una distancia inferior a $0,5 d \cot \theta$ desde el borde del apoyo, no será necesario el cálculo del valor de σ_{cp} .

NOTA: El área máxima eficaz de la sección de la armadura de cortante, $A_{sw,max}$, para $\cot \theta = 1$, se establece mediante:

$$\frac{A_{sw,max} f_{ywd}}{b_w s} \leq \frac{1}{2} \alpha_{cw} v_1 f_{cd} \quad (6.12)$$

(4) Para elementos con armadura de cortante inclinada, la resistencia a cortante será el menor valor de:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha \quad (6.13)$$

y

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta) \quad (6.14)$$

NOTA: El área máxima eficaz de la sección de la armadura de cortante, $A_{sw,max}$, para $\cot \theta = 1$, se establece mediante:

$$\frac{A_{sw,max} f_{ywd}}{b_w s} \leq \frac{\frac{1}{2} \alpha_{cw} v_1 f_{cd}}{\sin \alpha} \quad (6.15)$$

(5) En las regiones en las que no hay discontinuidad de V_{Ed} (por ejemplo para el caso de cargas uniformemente distribuidas en la parte superior), la armadura de cortante en una longitud básica $l = z \cot \theta$ puede calcularse utilizando el menor valor de V_{Ed} en dicha longitud.

(6) Para el caso de un alma que contiene vainas metálicas inyectadas, con un diámetro $\phi > b_w/8$, la resistencia a cortante, $V_{Rd,max}$, debe calcularse partiendo de un espesor nominal del alma, establecido mediante la siguiente expresión:

$$b_{w,nom} = b_w - 0,5 \sum \phi \quad (6.16)$$

donde ϕ es el diámetro exterior de la vaina y $\sum \phi$ se determina para el nivel más desfavorable.

Para vainas metálicas inyectadas con $\phi \leq b_w/8$, $b_{w,nom} = b_w$.

Para vainas no inyectadas, vainas plásticas inyectadas y armadura activa no adherente, el espesor nominal del alma es:

$$b_{w,nom} = b_w - 1,2 \sum \phi \quad (6.17)$$

En la expresión (6.17) se dispone el valor 1,2 para tener en cuenta la rotura de las bielas de hormigón, ocasionada por las tracciones transversales. Si se dispone una armadura transversal adecuada, este valor puede reducirse a 1,0.

(7) El esfuerzo de tracción adicional, ΔF_{td} , en la armadura longitudinal debido al cortante V_{Ed} puede calcularse mediante:

$$\Delta F_{td} = 0,5 V_{Ed} (\cot \theta - \cot \alpha) \quad (6.18)$$

$(M_{Ed}/z) + \Delta F_{td}$ debe tomarse no mayor que $M_{Ed,max}/z$, donde $M_{Ed,max}$ es el momento máximo a lo largo de la viga.

(8) Para elementos con cargas aplicadas en la cara superior, a una distancia a_v de la cara del apoyo tal que $0,5d \leq a_v \leq 2,0d$, la contribución de dicha carga al esfuerzo cortante V_{Ed} puede reducirse en $\beta = a_v/2d$. Para el esfuerzo cortante V_{Ed} , calculado siguiendo este criterio, deberá cumplirse la siguiente condición:

$$V_{Ed} \leq A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot \text{sen} \alpha \quad (6.19)$$

Donde $A_{sw} \cdot f_{ywd}$ es la resistencia de la armadura de cortante que atraviesa la fisura de cortante inclinada entre las áreas cargadas (véase la Figura A19.6.6). Únicamente debe tenerse en cuenta la armadura de cortante situada en la parte central, a lo largo de una longitud igual a $0,75a_v$. La reducción de β debe aplicarse únicamente para el cálculo de la armadura de cortante. Será válida siempre que la armadura longitudinal esté completamente anclada en el apoyo.

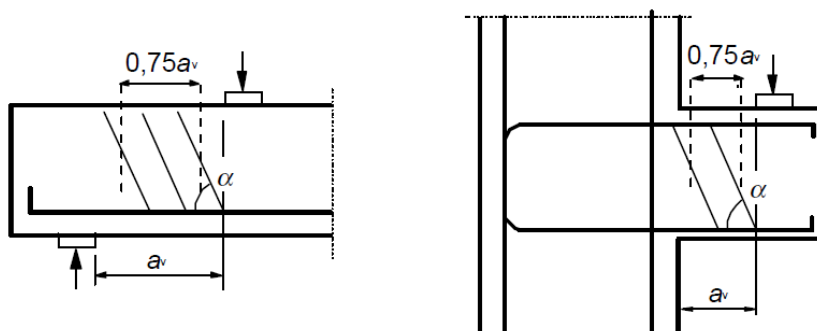


Figura A19.6.6: Armadura de cortante para luces pequeñas con bielas de transmisión directa

Para $a_v < 0,5d$, deberá emplearse el valor $a_v = 0,5d$.

El valor V_{Ed} calculado sin la reducción de β deberá ser siempre menor que $V_{Rd,max}$ (véase la expresión (6.9)).

6.2.4 Esfuerzo rasante entre el alma y las alas en secciones en T

(1) La resistencia a rasante del ala puede calcularse considerando la misma como un sistema de bielas de compresión combinado con tirantes que se corresponden con las armaduras traccionadas.

(2) Debe disponerse una armadura longitudinal mínima, tal y como se especifica en el apartado 9.3.1.

(3) La tensión de rasante, v_{Ed} , desarrollada en la unión entre el alma y un lado del ala, se determina mediante la variación del esfuerzo normal (longitudinal) en la parte del ala considerada, de acuerdo con:

$$v_{Ed} = \Delta F_d / (h_f \cdot \Delta x) \quad (6.20)$$

donde:

h_f es el espesor del ala en las uniones,

Δx es la longitud considerada, véase la Figura A19.6.7,

ΔF_d es la variación del esfuerzo normal en el ala a lo largo de la longitud Δx .

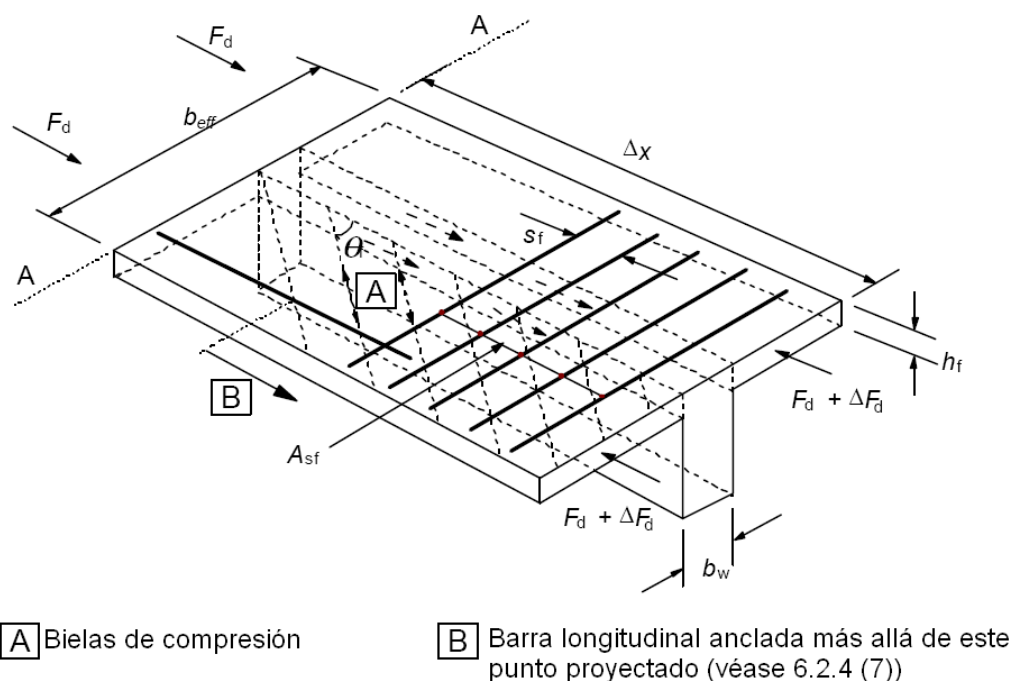


Figura A19.6.7: Notación para la conexión entre ala y alma

El valor máximo que puede admitirse para Δx es la mitad de la distancia entre la sección de momento nulo y la sección de momento máximo. Donde se apliquen cargas puntuales, Δx no debe superar la distancia entre dichas cargas.

(4) La armadura transversal por unidad de longitud, A_{sf}/s_f puede determinarse como sigue:

$$A_{sf}f_{yd}/s_f \geq v_{Ed} \cdot h_f / \cot\theta_f \quad (6.21)$$

Para prevenir la rotura de las bielas de compresión del ala, debe cumplirse la siguiente condición:

$$v_{Ed} \leq v_{fcd} \sin\theta_f \cos\theta_f \quad (6.22)$$

El rango de valores permitido para $\cot\theta_f$ se establece mediante las siguientes disposiciones:

- $1,0 \leq \cot\theta_f \leq 2,0$ 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 la combinación del rasante entre ala y alma y la flexión transversal, el área de las armaduras debe ser superior al mayor de los siguientes valores: el establecido por la expresión (6.21), o la mitad del mismo añadido al que se requiere por la flexión transversal.

(6) Si v_{Ed} es menor o igual a kf_{ctd} , no será necesaria la utilización de una armadura complementaria, adicional a la requerida por la flexión. Se empleará el valor $k = 0,4$.

(7) En la sección en la que se necesite armadura longitudinal de tracción en el ala, se debe anclar la armadura más allá de la biela requerida para transmitir el esfuerzo de vuelta al alma (véase la sección (A-A) de la Figura A19.6.7).

6.2.5 Esfuerzo rasante en el contacto entre hormigones de diferentes edades

(1) Además de los requisitos de los apartados 6.2.1 a 6.2.4, la tensión tangencial en el contacto entre hormigones fabricados a diferentes edades, debe cumplir las siguientes condiciones:

$$v_{Edi} \leq v_{Rdi} \quad (6.23)$$

v_{Edi} es el valor de cálculo de la tensión tangencial en el contacto y se establece mediante:

$$v_{Edi} = \beta V_{Ed} / (z b_i) \quad (6.24)$$

donde:

β es el cociente entre esfuerzo longitudinal en el área nueva de hormigón y el esfuerzo longitudinal en la zona de compresión o tracción, ambos calculados para la sección considerada.

V_{Ed} es el esfuerzo cortante,

z es el brazo mecánico de la sección compuesta,

b_i es el ancho de la zona de contacto (véase Figura A19.6.8)

v_{Rdi} es la resistencia de cálculo a cortante en la zona de contacto y se establece mediante la siguiente expresión:

$$v_{Rdi} = cf_{ctd} + \mu\sigma_n + \rho f_{yd}(\mu \sin\alpha + \cos\alpha) \leq 0,5v_{fcd} \quad (6.25)$$

Figura A19.6.9: Junta de construcción dentada

(2) En ausencia de información más detallada, las superficies pueden clasificarse en muy lisa, lisa, rugosa o dentada, con los siguientes ejemplos:

- Muy lisa: superficie fabricada con encofrado de acero, plástico, o madera especialmente preparado: $c = 0,025$ a $0,10$ y $\mu = 0,5$.
- Lisa: superficie deslizante o extruida, una superficie libre sin tratamiento posterior al vibrado: $c = 0,20$ y $\mu = 0,6$.
- Rugosa: superficie con asperezas de al menos 3 mm de altura separadas alrededor de 40 mm , conseguida mediante cepillado, exposición de los áridos u otros métodos que den un comportamiento similar: $c = 0,40$ y $\mu = 0,7$.
- Dentada: superficie con hendiduras como se muestra en la Figura A19.6.9: $c = 0,50$ y $\mu = 0,9$.

(3) Se puede emplear una distribución escalonada de la armadura transversal, tal y como se indica en la Figura A19.6.10. En la zona en la que la conexión entre dos hormigones diferentes esté asegurada mediante la armadura (armaduras básicas en celosía), la contribución del acero a V_{Rdi} se puede tomar como la resultante de las fuerzas de cada diagonal, siempre que $45^\circ \leq \alpha \leq 135^\circ$.

(4) La resistencia a rasante de las juntas inyectadas entre los elementos de losas o muros se puede calcular de acuerdo con el apartado 6.2.5 (1). Sin embargo, en los casos en los que la junta pueda fisurarse de forma significativa, c deberá ser nulo para juntas lisas y rugosas, pero se tomará $c = 0,5$ para juntas dentadas (véase también el apartado 10.5.3 (12)).

(5) Bajo cargas de fatiga o cargas dinámicas, los valores de c establecidos en el apartado 6.2.5 (1) deben reducirse a la mitad.

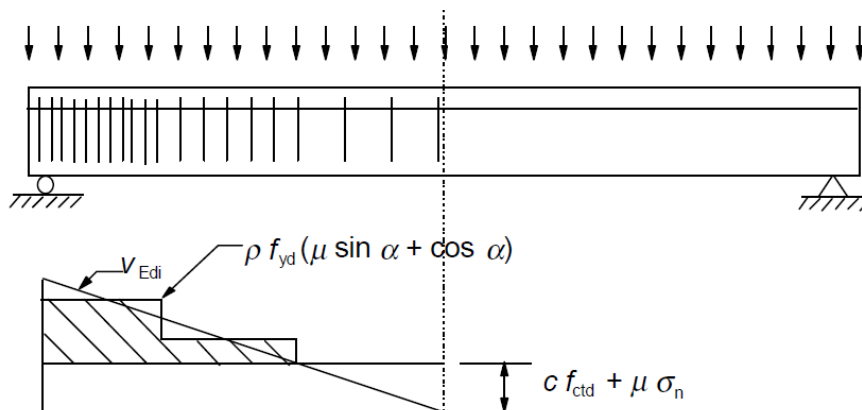


Figura A19.6.10: Diagrama de cortante indicando la armadura de cosido requerida

6.3 Torsión

6.3.1 Generalidades

- (1) En los casos en los que el equilibrio estático de la estructura dependa de la resistencia a torsión de alguno de sus elementos, deberá realizarse un cálculo a torsión completo que contemple los estados límite últimos y los estados límite de servicio.
- (2) En estructuras hiperestáticas, cuando la torsión se derive únicamente de la condiciones de compatibilidad y la estabilidad de la estructura no está determinada por la resistencia a torsión, generalmente no será necesario considerar dicha torsión en el estado límite último. En estos casos, debe disponerse una armadura mínima (establecida en los apartados 7.3 y 9.2), mediante cercos y barras longitudinales, para evitar una fisuración excesiva.
- (3) La resistencia a torsión de una sección se puede calcular partiendo de una sección cerrada de pared delgada, en la que el equilibrio se cumple por medio de un flujo cerrado de cortante. Las secciones macizas se pueden modelizar mediante secciones cerradas de pared delgada equivalentes. Otras formas más complejas, como las secciones en T, pueden dividirse en una serie de subsecciones, cada una de las cuales se modeliza como una sección de pared delgada equivalente, siendo la resistencia a torsión total la suma de las capacidades de las subsecciones elementales.
- (4) La distribución de los momentos de torsión actuantes sobre las subsecciones, debe ser proporcional a las rigideces de torsión en estado no fisurado. En el caso de secciones huecas, el espesor de la pared equivalente no debe superar el espesor real de la misma.
- (5) Cada subsección elemental debe calcularse por separado.

6.3.2 Procedimiento de cálculo

- (1) La tensión tangencial en la pared de una sección sometida a un momento de torsión puro se puede calcular mediante:

$$\tau_{t,i} t_{ef,i} = \frac{T_{Ed}}{2A_k} \quad (6.26)$$

El esfuerzo cortante $V_{Ed,i}$ en una pared i debido a la torsión se establece mediante la siguiente expresión:

$$V_{Ed,i} = \tau_{t,i} t_{ef,i} z_i \quad (6.27)$$

donde:

- T_{Ed} es el momento torsor de cálculo aplicado (véase la Figura A19.6.11),
- A_k es el área encerrada por la línea media de las paredes conectadas, incluyendo las áreas huecas interiores.
- $\tau_{t,i}$ es la tensión tangencial de torsión en la pared i .
- $t_{ef,i}$ es el espesor eficaz de la pared. Se puede tomar como A/u , pero no debe ser inferior al doble de la distancia entre el borde exterior y el eje de la armadura longitudinal. Para secciones huecas, estará limitado superiormente por el espesor real.
- A es el área total de la sección delimitada por el perímetro exterior, incluyendo las áreas huecas interiores.
- u es el perímetro exterior de la sección

z_i es la longitud de la cara de la pared i , definida por la distancia entre los puntos de intersección con las paredes adyacentes.

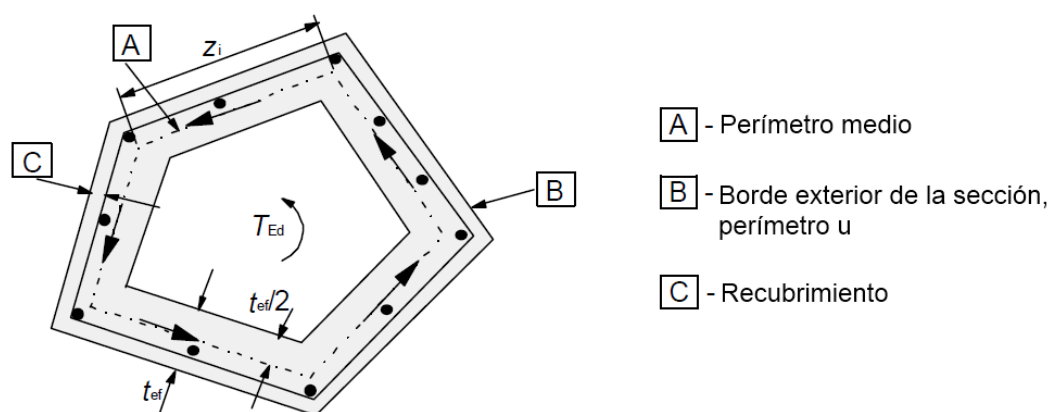


Figura A19.6.11: Notación y definiciones empleadas en el apartado 6.3

(2) Para elementos de sección hueca o maciza, los efectos de torsión pueden superponerse a los de cortante, suponiendo la misma inclinación θ para las bielas. Los límites de θ establecidos en el apartado 6.2.3 (2) son aplicables para el caso de la combinación de torsión y cortante.

La capacidad máxima de carga de un elemento sometido a cortante y a torsión se obtiene a partir de 6.3.2 (4).

(3) El área requerida de armadura longitudinal de torsión ΣA_{sl} puede calcularse mediante la expresión:

$$\frac{\Sigma A_{sl} f_{yd}}{u_k} = \frac{T_{Ed}}{2A_k} \cot \theta \quad (6.28)$$

donde:

- u_k es el perímetro del área A_k ,
- f_{yd} es el límite elástico de la armadura longitudinal A_{sl} ,
- θ es el ángulo de las bielas de compresión (véase la Figura A19.6.5),

En cordones comprimidos, se puede reducir la armadura longitudinal de forma proporcional a la fuerza de compresión disponible. En cordones traccionados la armadura longitudinal de torsión deberá añadirse a las otras armaduras. La armadura longitudinal generalmente tendrá que distribuirse a lo largo de la longitud z_i , pero para pequeñas secciones puede concentrarse en los extremos de su longitud.

(4) La resistencia máxima de un elemento sometido a torsión y cortante está limitada por la capacidad de las bielas de compresión. Para no exceder esta resistencia se tendrá que satisfacer la siguiente condición:

$$T_{Ed}/T_{Rd,max} + V_{Ed}/V_{Rd,max} \leq 1,0 \quad (6.29)$$

donde:

- T_{Ed} es el momento torsor de cálculo,

V_{Ed} es el esfuerzo cortante de cálculo,

$T_{Rd,max}$ es el momento torsor resistente de cálculo, de acuerdo con:

$$T_{Rd,max} = 2\nu\alpha_{cw}f_{cd}A_k t_{ef,i} \sin\theta \cos\theta \quad (6.30)$$

donde ν proviene de 6.2.2 (6) y α_{cw} de la expresión (6.9),

$V_{Rd,max}$ es el cortante máximo resistente de cálculo, de acuerdo con las expresiones (6.9) o (6.14). En secciones macizas, puede utilizarse todo el ancho del alma para la obtención de $V_{Rd,max}$.

(5) Para el caso de secciones macizas aproximadamente rectangulares, únicamente se requiere la armadura mínima (véase el apartado 9.2.1.1) si se cumple 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 torsor de fisuración, que puede determinarse estableciendo $\tau_{t,i} = f_{ctd}$,

$V_{Rd,c}$ se establece siguiendo la expresión (6.2).

6.3.3 Torsión por Alabeo

(1) Habitualmente, pueden ignorarse los efectos de la torsión por alabeo en secciones cerradas de pared delgada y secciones macizas.

(2) Puede ser necesario tener en cuenta la torsión por alabeo en el caso de elementos abiertos de pared delgada. Para secciones muy esbeltas, el cálculo debe llevarse a cabo sobre la base de un modelo de entramado de vigas y en otros casos sobre un modelo de celosía. En todos los casos, el cálculo debe realizarse de acuerdo con las reglas de cálculo para la flexión compuesta y para el cortante.

6.4 Punzonamiento

6.4.1 Generalidades

(1) Las reglas dispuestas en este apartado complementan las establecidas en el apartado 6.2 y abarcan el punzonamiento en losas macizas, losas reticulares con áreas macizas en los soportes, así como en cimentaciones.

(2) El punzonamiento puede proceder de una carga o reacción concentrada, actuando sobre un área relativamente pequeña, llamada área cargada A_{load} , de una losa o de una cimentación.

(3) En la Figura A19.6.12 se muestra un modelo apropiado para la comprobación del punzonamiento en estado límite último.

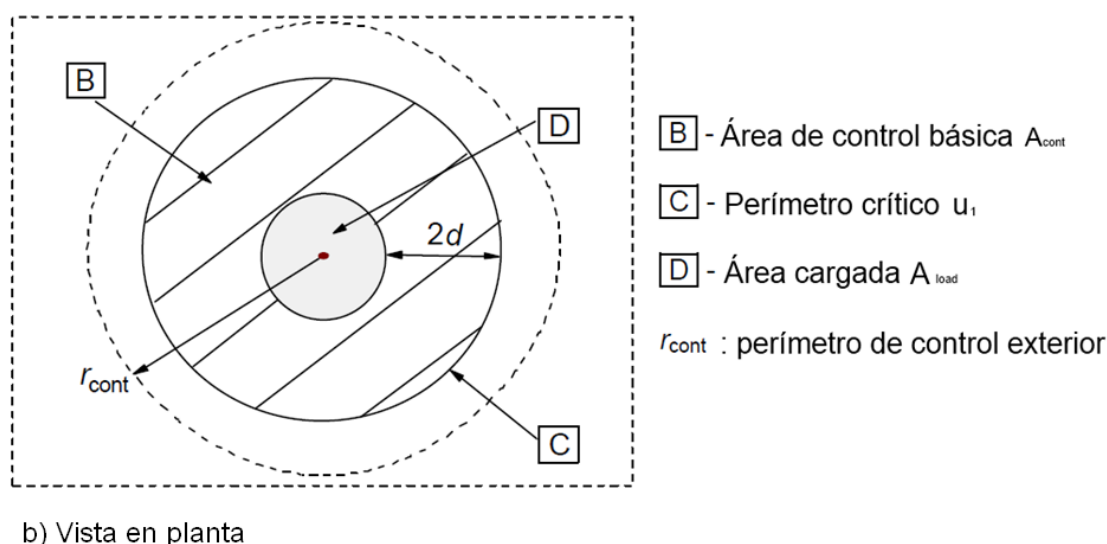
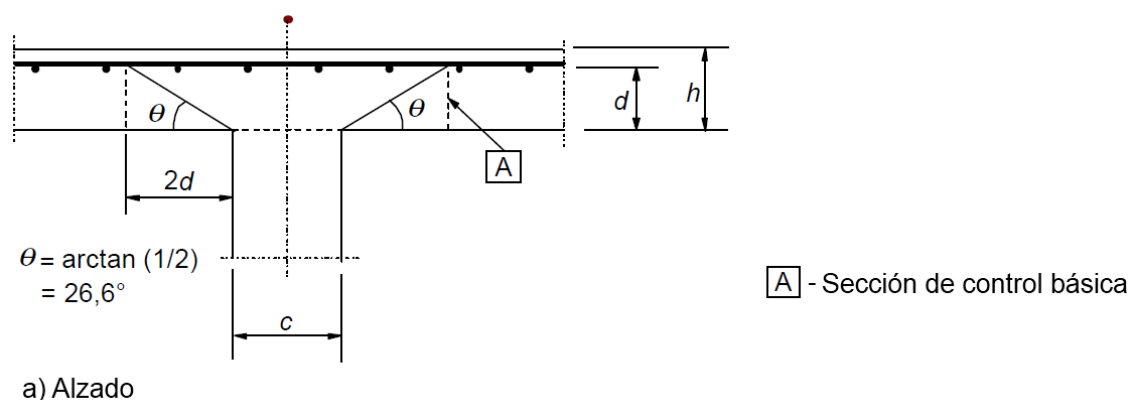


Figura A19.6.12: Modelo de comprobación del punzonamiento en estado límite último

(4) Debe verificarse la resistencia a punzonamiento en la cara del soporte y en el perímetro crítico u_1 . Si se necesitan armaduras de punzonamiento, se debe encontrar un perímetro límite $u_{out,ef}$, a partir del cual no se requiere más armadura.

(5) Las reglas establecidas en el apartado 6.4 se formulan principalmente para el caso de cargas uniformemente distribuidas. En ciertos casos particulares, como las zapatas, la carga dentro del perímetro de control contribuye a la resistencia del sistema estructural y puede sustraerse a la hora de determinar el valor de cálculo de la tensión resistente a punzonamiento.

6.4.2 Distribución de cargas y perímetro crítico

(1) Debe tomarse como perímetro crítico u_1 el situado a una distancia $2d$ del área cargada, dispuesto de forma que su longitud sea mínima (véase la Figura A19.6.13).

Se supondrá una losa de canto útil constante que se establece mediante:

$$d_{eff} = \frac{d_y + d_z}{2} \quad (6.32)$$

donde d_y y d_z son los cantos útiles de las armaduras en dos direcciones perpendiculares.

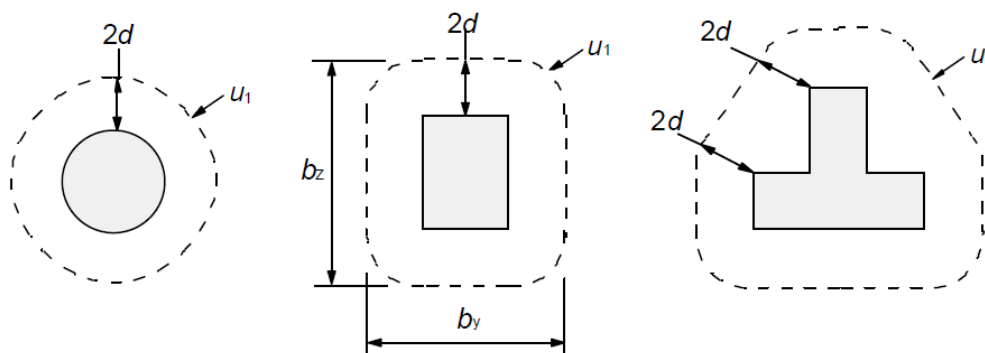


Figura A19.6.13: Tipos de perímetros críticos alrededor de las zonas cargadas

(2) Los perímetros de control situados a una distancia inferior a $2d$ deben ser considerados en los casos en los que la carga concentrada esté equilibrada, bien por una presión elevada (por ejemplo, la presión sobre el terreno en una cimentación), o bien por los efectos de una carga o de una reacción situada a una distancia inferior o igual a $2d$ del contorno del área cargada.

(3) Para el caso de áreas cargadas situadas en zonas próximas a huecos, si la distancia más corta entre el perímetro del área cargada y el borde del hueco no supera la longitud $6d$, la parte del perímetro crítico comprendida entre dos tangentes trazadas desde el centro de la zona cargada hasta el perímetro exterior del hueco, será considerada como no efectiva (véase Figura A19.6.14).

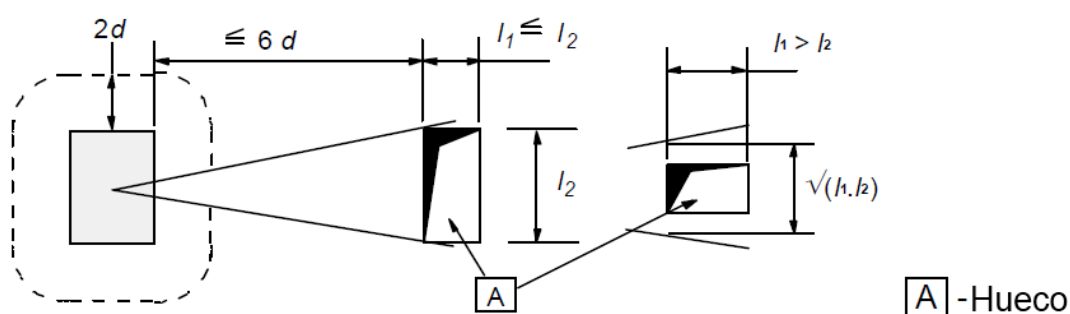


Figura A19.6.14: Perímetro crítico próximo a un hueco

(4) Para el caso de un área cargada situada cerca de un borde o una esquina, el perímetro crítico debe tomarse como se muestra en la Figura A19.6.15, en la medida en que el perímetro resultante (excluyendo los bordes libres) sea inferior a los obtenidos de acuerdo con (1) y (2), anteriormente expuestos.

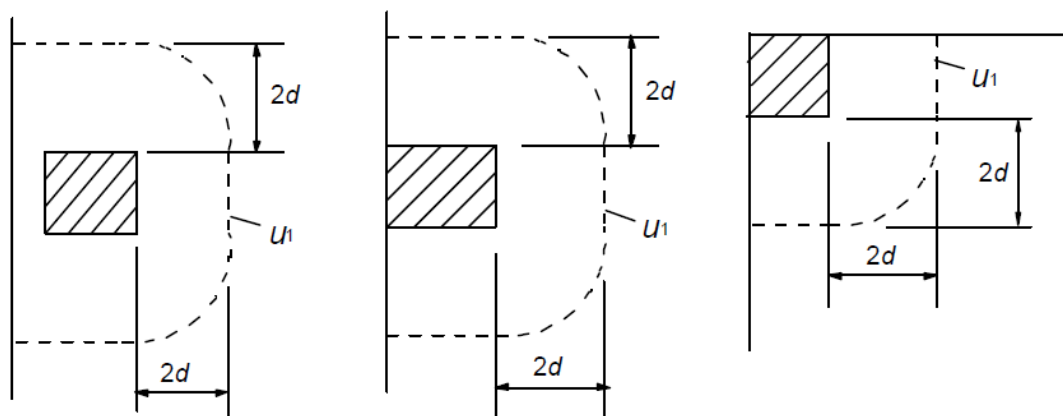


Figura A19.6.15: Perímetros críticos para zonas cargadas cercanas a un borde o una esquina

(5) Para áreas cargadas próximas a un borde o una esquina, es decir, a una distancia inferior a d , se debe disponer siempre una armadura especial de borde, véase el apartado 9.3.1.4.

(6) La sección básica de control es la definida por el trazado del perímetro de control, extendiéndose a lo largo del canto útil d . Para losas de canto constante, la sección de control será perpendicular al plano medio de la losa. Para el caso de losas o zapatas de canto variable, excepto para zapatas escalonadas, el canto útil puede suponerse igual al canto en el perímetro del área cargada, tal y como se muestra en la Figura A19.6.16.

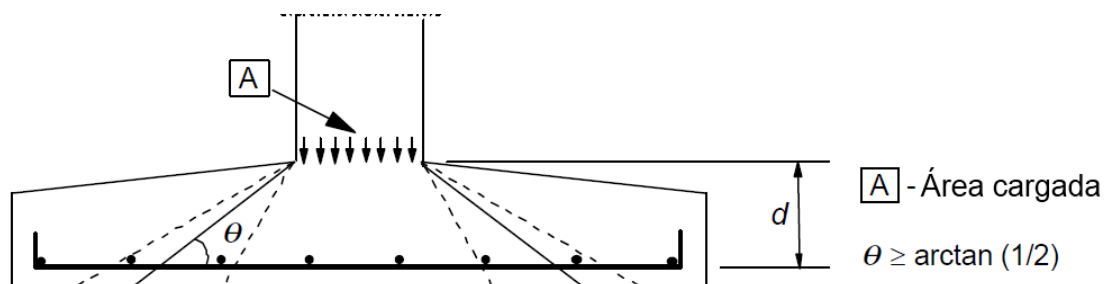


Figura A19.6.16: canto de la sección de control para una zapata de canto variable

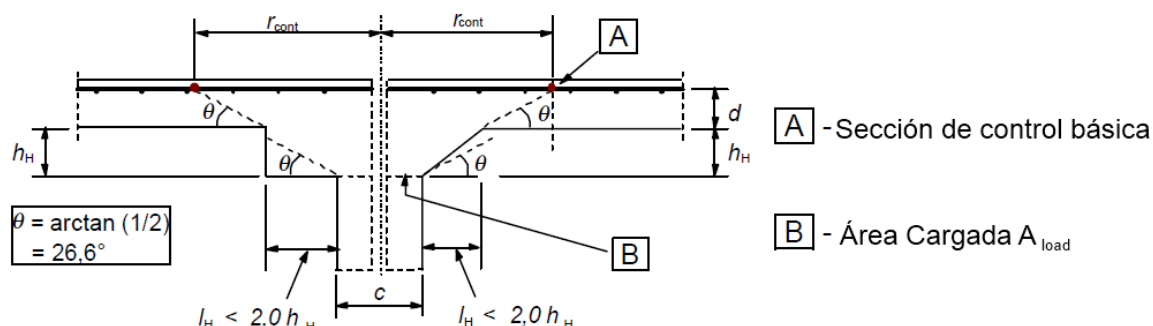
(7) Otros perímetros u_i , dentro o fuera del área de control básica, deben tener la misma forma que el perímetro crítico.

(8) Para losas con soportes de capitel circular en las que $l_H < 2h_H$ (véase la Figura A19.6.17), únicamente se requiere una comprobación de las tensiones debidas al punzonamiento de acuerdo con el apartado 6.4.3, en la sección de control, fuera de la zona del capitel. La distancia de esta sección respecto al centro de gravedad del soporte debe tomarse como:

$$r_{cont} = 2d + l_H + 0,5c \quad (6.33)$$

donde:

- l_H es la distancia de la cara del soporte al borde del capitel,
- c es el diámetro del soporte circular.

Figura A19.6.17: Losa sobre capitel con $l_H < 2h_H$

Para el caso de un soporte rectangular con capitel rectangular y $l_H < 2h_H$ (véase la Figura A19.6.17), de dimensiones l_1 y l_2 ($l_1 = c_1 + 2l_{H1}$, $l_2 = c_2 + 2l_{H2}$, $l_1 \leq l_2$), el valor de r_{cont} se puede tomar como el menor de :

$$r_{cont} = 2d + 0,56\sqrt{l_1 l_2} \quad (6.34)$$

y

$$r_{cont} = 2d + 0,69l_1 \quad (6.35)$$

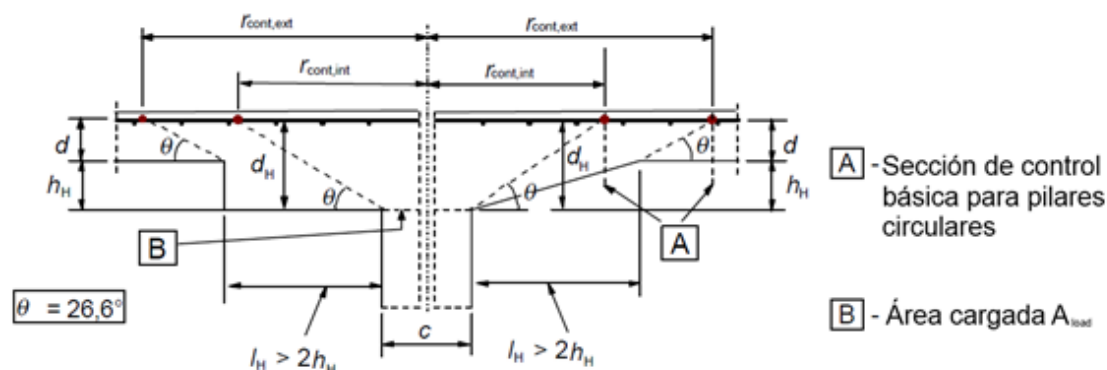
(9) Para el caso de losas con capitel tales que $l_H > 2h_H$ (véase la Figura A19.6.18), deben comprobarse las secciones de control tanto del capitel como de la losa.

(10) Las disposiciones de los apartados 6.4.2 y 6.4.3 también son de aplicación en las comprobaciones del capitel, tomando d igual a d_H , de acuerdo con la Figura A19.6.18.

(11) Para soportes circulares, las distancias desde el centro de gravedad del soporte a las secciones de control de la Figura A19.6.18 se pueden tomar como:

$$r_{cont,ext} = l_H + 2d + 0,5c \quad (6.36)$$

$$r_{cont,int} = 2(d + h_H) + 0,5c \quad (6.37)$$

Figura A19.6.18: Losa sobre capitel con $l_H > 2h_H$

6.4.3 Cálculo de la resistencia a punzonamiento

(1) El procedimiento de cálculo se fundamenta en las comprobaciones sobre la cara del soporte y en el perímetro crítico u_1 . Si es necesaria la armadura de punzonamiento, deberá encontrarse un perímetro exterior $u_{out,ef}$ (véase la Figura A19.6.22), a partir del

cual no es necesaria la utilización de armadura. A continuación se definen los valores de cálculo de la resistencia a punzonamiento, en N/mm^2 , a lo largo de las secciones de control:

$v_{Rd,c}$	Es el valor de cálculo de la resistencia a punzonamiento de una losa sin armadura de punzonamiento en la sección de control considerada.
$v_{Rd,cs}$	Es el valor de cálculo de la resistencia a punzonamiento de una losa con armadura de punzonamiento en la sección de control considerada.
$v_{Rd,max}$	Es el valor de cálculo de la resistencia a punzonamiento máxima en la sección de control considerada.

(2) Deben llevarse a cabo las siguientes comprobaciones:

(a) En el perímetro del soporte, o en el perímetro del área cargada, no debe superarse el valor máximo de la de la resistencia a punzonamiento:

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,max}$$

(b) La armadura de punzonamiento no será necesaria si:

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,c}$$

(c) En el caso de que v_{Ed} supere el valor de $v_{Rd,c}$ en la sección de control considerada, se debe disponer la armadura de punzonamiento de acuerdo con lo establecido en el apartado 6.4.5.

(3) En el caso de que la reacción del apoyo sea excéntrica con respecto al perímetro de control, la tensión tangencial máxima de punzonamiento deberá tomarse como:

$$v_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_i d} \quad (6.38)$$

donde:

d es el canto útil medio de la losa, que debe tomarse como $(d_y + d_z)/2$ donde:

d_y, d_z son los cantos útiles en la dirección y y z de la sección de control,

u_i es la longitud del perímetro de control considerado,

β se establece mediante:

$$\beta = 1 + k \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_1}{W_1} \quad (6.39)$$

donde:

u_1 es la longitud perímetro crítico,

k es un coeficiente que depende del cociente entre las dimensiones del soporte c_1 y c_2 : su valor es función de la proporción de momento no equilibrado transmitido por un cortante no uniforme, por la flexión y por la torsión (véase la Tabla A19 6.1),

W_1 Corresponde a una distribución de cortante como la mostrada en la Figura A19.6.19 y se dispone en función del perímetro crítico,

$$W_1 = \int_0^{u_i} |e| dl \quad (6.40)$$

dl es el diferencial de la longitud del perímetro,

e es la distancia de dl al eje del momento actuante M_{Ed} .

Tabla A19.6.1: Valores de k para áreas cargadas rectangulares.

c_1/c_2	$\leq 0,5$	1,0	2,0	$\geq 3,0$
k	0,45	0,60	0,70	0,80

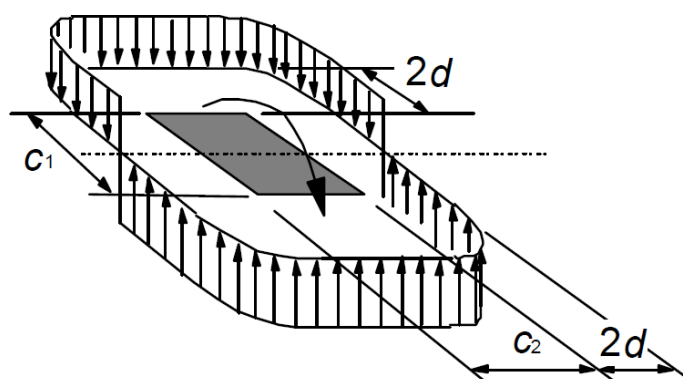


Figura A19.6.19: Distribución del cortante debida a un momento desequilibrado en la unión de una losa y un soporte interior

Para un soporte 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 soporte, paralela a la excentricidad de la carga,

c_2 es la dimensión del soporte, perpendicular a la excentricidad de la carga.

Para soportes circulares interiores, β se obtendrá mediante:

$$\beta = 1 + 0,6\pi \frac{e}{D+4d} \quad (6.42)$$

donde:

D es el diámetro del soporte circular,

e es la excentricidad de la carga aplicada $e = M_{Ed}/V_{Ed}$.

Para soportes rectangulares interiores en los que la carga es excéntrica en ambos ejes, se puede emplear la siguiente expresión aproximada:

$$\beta = 1 + 1,8 \sqrt{\left(\frac{e_y}{b_z}\right)^2 + \left(\frac{e_z}{b_y}\right)^2} \quad (6.43)$$

donde:

e_y y e_z son las excentricidades M_{Ed}/V_{Ed} a lo largo del eje y y el eje z respectivamente,

b_y y b_z son las dimensiones del perímetro de control (véase la Figura A19.6.13)

NOTA: e_y resulta de un momento alrededor del eje z y e_z de un momento alrededor del eje y .

(4) Para las uniones de soportes de borde, en las que la excentricidad perpendicular al borde de la losa (resultante de un momento alrededor de un eje paralelo al borde de la losa) se encuentra hacia el interior de la estructura y no hay excentricidad paralela al borde, el esfuerzo de punzonamiento puede considerarse como uniformemente distribuido a lo largo del perímetro de control u_{1*} , tal y como se indica en la Figura A19.6.20(a).

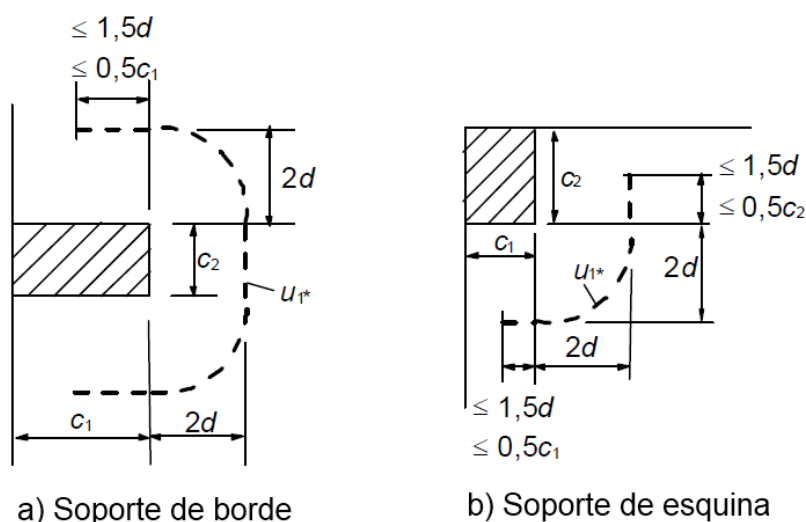


Figura A19.6.20: Perímetro crítico reducido u_{1*}

En el caso de que existan excentricidades en ambas direcciones ortogonales, β debe determinarse utilizando la siguiente expresión:

$$\beta = \frac{u_1}{u_{1*}} + k \frac{u_1}{w_1} e_{par} \quad (6.44)$$

donde:

u_1 es el perímetro crítico (véase la Figura A19.6.15),

u_{1*} es el perímetro crítico reducido (véase la Figura A19.6.20(a)),

e_{par} es la excentricidad paralela al borde de la losa resultante de un momento sobre el eje perpendicular a dicho borde,

k puede determinarse mediante la Tabla A19.6.1 sustituyendo el cociente c_1/c_2 por $c_1/2c_2$,

W_1 se calcula para el perímetro crítico u_1 (véase la Figura A19.6.13).

Para soportes rectangulares, tal y como se muestra en la Figura A19.6.20(a):

$$W_1 = \frac{c_2^2}{4} + c_1c_2 + 4c_1d + 8d^2 + \pi dc_2 \quad (6.45)$$

Si la excentricidad perpendicular al borde de la losa no se encuentra hacia el interior, se aplicará la expresión (6.39). Para el cálculo de W_1 , la excentricidad e debe medirse desde la fibra que pasa por el centro de gravedad del perímetro de control.

(5) Para el caso de los soportes de esquina, en los que la excentricidad se encuentre hacia el interior de la losa, se supondrá que el esfuerzo de punzonamiento está repartido uniformemente a lo largo del perímetro crítico reducido u_1^* , tal y como se muestra en la Figura A19.6.20(b). El valor de β puede considerarse como:

$$\beta = \frac{u_1}{u_1^*} \quad (6.46)$$

Si la excentricidad se encuentra hacia el exterior, se aplica la expresión (6.39).

(6) Para estructuras en las que la estabilidad lateral no dependa de que las losas y soportes trabajen como pórticos y las luces de los vanos adyacentes no difieran más de un 25%, se pueden utilizar los valores aproximados de β . En la Figura A19.6.21 se disponen los valores a utilizar.

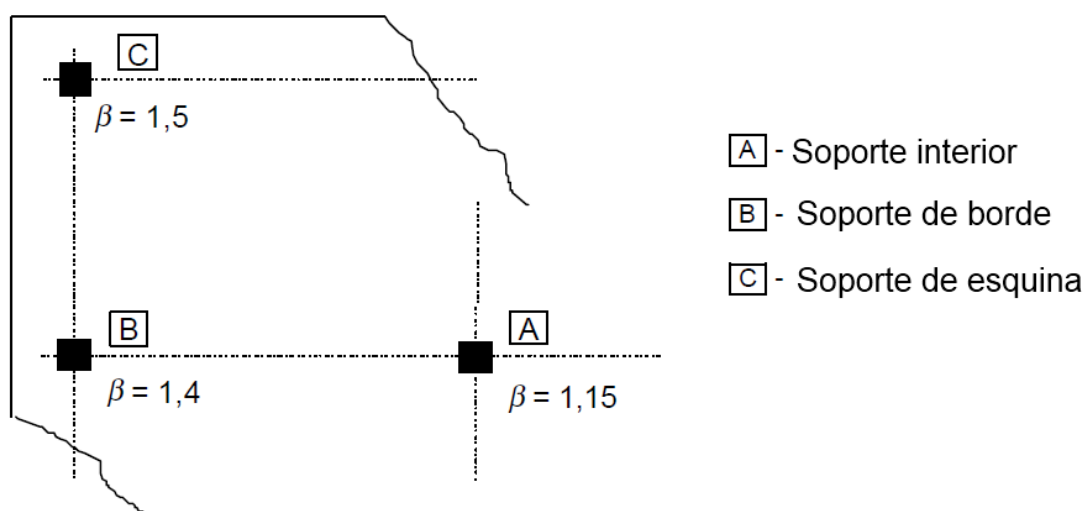


Figura A19.6.21: Valores recomendados de β

(7) En el caso que se aplique una carga concentrada en una losa de forjado cerca de un soporte, no es válida y no debe incluirse la reducción del esfuerzo cortante de acuerdo con lo establecido en los apartados 6.2.2 (6) y 6.2.3 (8).

(8) El esfuerzo de punzonamiento V_{Ed} en una losa de cimentación puede reducirse debido a la acción favorable de la presión sobre el terreno.

(9) La componente vertical V_{pd} , resultante de las armaduras de pretensado inclinadas que atraviesan la sección de control, puede tomarse como una acción favorable donde corresponda.

6.4.4 Resistencia a punzonamiento de losas y cimentaciones de soportes sin armadura de punzonamiento.

(1) La resistencia a punzonamiento de una losa debe verificarse para la sección de control básica de acuerdo con el apartado 6.4.2. El valor de cálculo de dicha resistencia en N/mm^2 puede obtenerse mediante la siguiente expresión:

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \geq (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) \quad (6.47)$$

donde:

f_{ck} está en N/mm^2 ,

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad \text{con } d \text{ en } mm.$$

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} \cdot \rho_{lz}} \leq 0,02$$

ρ_{ly}, ρ_{lz} son las cuantías de armadura traccionadas adherentes en dos direcciones perpendiculares y y z respectivamente. En cada dirección, la cuantía a considerar es la existente en un ancho igual a la dimensión del soporte sumándole tres veces el canto útil de la losa, $3d$, a cada lado.

$$\sigma_{cp} = (\sigma_{cy} + \sigma_{cz})/2$$

donde:

σ_{cy}, σ_{cz} son las tensiones normales del hormigón en N/mm^2 en la sección crítica en las direcciones y y z respectivamente (considerando positivas las compresiones):

$$\sigma_{c,y} = \frac{N_{Ed,y}}{A_{cy}} \text{ y } \sigma_{c,z} = \frac{N_{Ed,z}}{A_{cz}}$$

$N_{Ed,y}, N_{Ed,z}$ son las fuerzas longitudinales existentes en el paño completo en los soportes interiores, o a través de la sección de control en el caso de soportes de borde. Estas fuerzas pueden deberse a una carga exterior o de la acción del pretensado.

A_c es el área de hormigón de acuerdo con la definición de N_{Ed} .

$$C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c.$$

$$k_1 = 0,1.$$

$$v_{min} = \frac{0,035}{k^{3/2}} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

(2) Se debe comprobar la resistencia a punzonamiento de la cimentación de los soportes a lo largo de los perímetros de control situados dentro de una distancia $2d$ del perímetro del soporte.

Para el caso de cargas centradas, el valor neto del esfuerzo aplicado será:

$$V_{Ed,red} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed} \quad (6.48)$$

donde:

V_{Ed} es el esfuerzo cortante aplicado,

ΔV_{Ed} es el valor neto de la reacción vertical en el interior del perímetro de control considerado, es decir, la reacción del terreno menos el peso propio del elemento de cimentación.

$$v_{Ed} = V_{Ed,red}/ud \quad (6.49)$$

$$v_{Rd} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} \cdot 2d/a \geq v_{min} \cdot 2d/a \quad (6.50)$$

donde:

a es la distancia del perímetro del soporte al perímetro de control considerado,

$C_{Rd,c}$ está definido en 6.4.4 (1),

v_{min} está definido en 6.4.4 (1),

k está definido en 6.4.4 (1).

Para 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 está definido en 6.4.3 (3) o 6.4.3 (4) según el caso considerado y W es similar a W_1 , pero considerando el perímetro u .

6.4.5 Resistencia a punzonamiento de losas y cimentaciones de soportes con armadura de punzonamiento.

(1) En el caso de que se requiera la armadura de punzonamiento, se debe calcular de acuerdo con la expresión (6.52):

$$v_{Rd,cs} = 0,75 v_{Rd,c} + 1,5 (d/s_r) A_{sw} f_{ywd,ef} (1/(u_1 d)) \sin \alpha \leq k_{m\acute{a}x} \cdot v_{Rd,c} \quad (6.52)$$

donde:

A_{sw} es el área total de armadura de punzonamiento en un perímetro concéntrico al soporte [mm^2],

s_r es la distancia en la dirección radial entre dos perímetros concéntricos de armadura de punzonamiento [mm],

$f_{ywd,ef}$ es la resistencia de cálculo efectiva de la armadura de punzonamiento de acuerdo con $f_{ywd,ef} = 250 + 0,25d \leq f_{ywd}$ [N/mm^2],

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.
$v_{Rd,c}$	es un factor que limita la capacidad máxima que puede alcanzarse mediante la aplicación de la armadura de punzonamiento.
$k_{m\acute{a}x}$	es un factor que limita la capacidad máxima que puede alcanzarse mediante la aplicación de la armadura de punzonamiento, cuyo valor es 1,5.

Si se dispone una única fila de barras dobladas hacia abajo, el cociente d/s_r en la expresión (6.52) puede tomar el valor 0,67.

(2) Los requisitos sobre la definición de los detalles de proyecto de las armaduras de punzonamiento se establecen en el apartado 9.4.3.

(3) En la zona más cercana al soporte, la resistencia a punzonamiento estará limitada por un valor máximo establecido mediante:

$$v_{Ed} = \frac{\beta V_{Ed}}{u_0 d} \leq v_{Rd,max} \quad (6.53)$$

donde:

u_0 para soporte interior $u_0 = \text{perímetro del soporte [mm]},$

para soporte de borde $u_0 = c_2 + 3d \leq c_2 + 2c_1 [\text{mm}],$

para soporte de esquina $u_0 = 3d \leq c_1 + c_2 [\text{mm}],$

c_1 y c_2 son las dimensiones del soporte, tal y como se muestra en la Figura A19.6.20,

β véanse 6.4.3 (3), (4) y (5).

$v_{Rd,max} = 0,4v f_{cd}$, donde v se obtiene mediante la expresión (6.6).

(4) Se debe determinar el perímetro de control, u_{out} (o $u_{out,ef}$, véase la Figura A19.6.22), para el cual no se requiere armadura de punzonamiento, mediante la expresión (6.54):

$$u_{out,ef} = \beta V_{Ed} / (v_{Rd,c} d) \quad (6.54)$$

El perímetro de armadura de punzonamiento situado en la zona exterior, se debe situar a una distancia no mayor a kd , dentro del perímetro u_{out} (o $u_{out,ef}$, véase la Figura A19.6.22), donde $k = 1,5$.

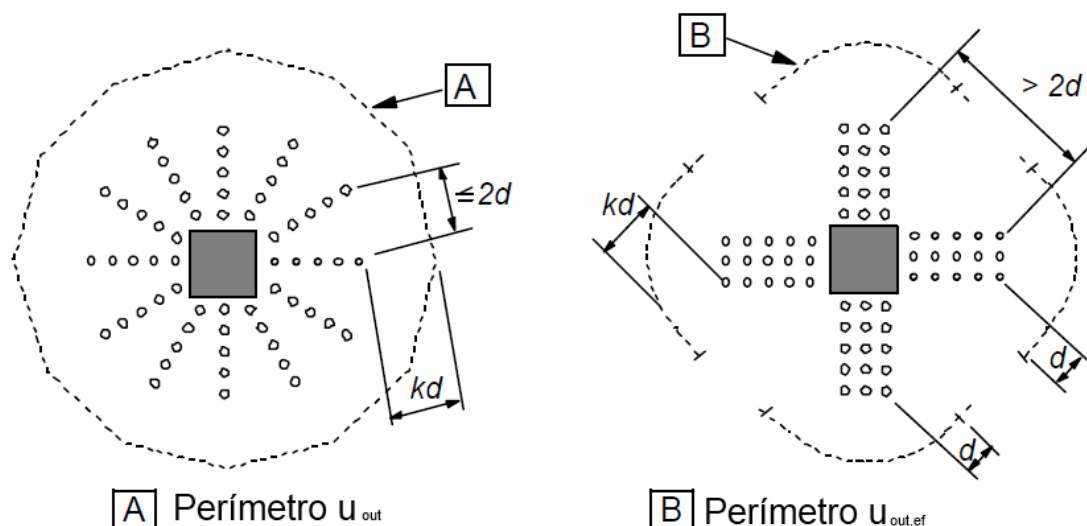


Figura A19.6.22: Perímetros de control para soportes interiores

(5) En el caso de utilizar productos patentados como armadura de punzonamiento, $V_{Rd,cs}$ debe determinarse mediante ensayos acordes con la Evaluación Técnica Europea correspondiente. Véase también el apartado 9.4.3.

6.5 Cálculo mediante modelos de bielas y tirantes

6.5.1 Generalidades

(1) En el caso de que exista una distribución no lineal de deformaciones (por ejemplo en apoyos, cercanías de zonas de concentración de cargas o tensiones planas), se podrán utilizar los modelos de bielas y tirantes (véase también 5.6.4).

6.5.2 Bielas

(1) La resistencia de cálculo para una biela de hormigón en una región con tensión transversal de compresión o en ausencia de tensiones transversales, puede calcularse utilizando la expresión (6.55) (véase la Figura A19.6.23).

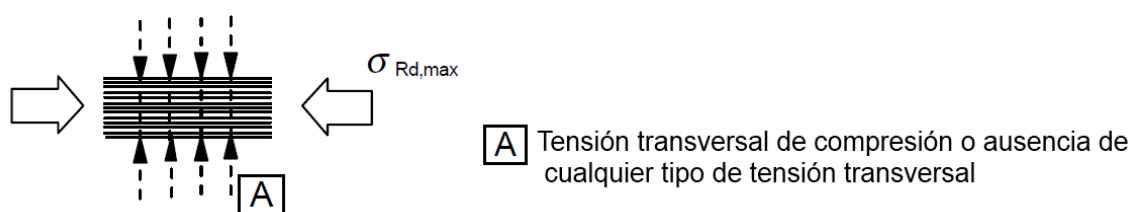


Figura A19.6.23: Resistencia de cálculo de las bielas de hormigón sin tracción transversal

$$\sigma_{Rd,max} = f_{cd} \quad (6.55)$$

Puede ser adecuado suponer una resistencia de cálculo mayor en las zonas en las que existan compresiones multiaxiales.

(2) La resistencia de cálculo de las bielas de hormigón debe reducirse en las zonas fisuradas sometidas a compresión y, salvo que se utilice una aproximación más rigurosa, puede calcularse mediante la expresión (6.56) (véase la Figura A19.6.24).

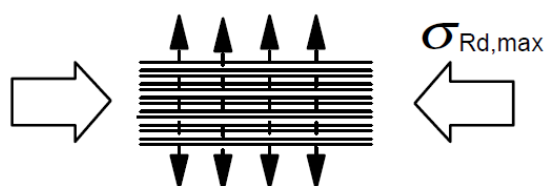


Figura A19.6.24: Resistencia de cálculo de las bielas de hormigón con tracción transversal

$$\sigma_{Rd,max} = 0,6\nu'f_{cd} \quad (6.56)$$

El valor de ν' viene dado por la ecuación 6.57.

$$\nu' = 1 - f_{ck}/250 \quad (6.57)$$

(6.57 b)

(3) En el caso de bielas que permiten la transmisión directa de las cargas, tales como ménsulas o vigas cortas, se disponen métodos alternativos en los apartados 6.2.2 y 6.2.3.

6.5.3 Tirantes

(1) La resistencia de cálculo de los tirantes transversales y de las armaduras debe limitarse de acuerdo con lo dispuesto en los apartados 3.2 y 3.3.

(2) La armadura debe anclarse adecuadamente en los nudos.

(3) La armadura necesaria para resistir las fuerzas en los nudos de concentración de esfuerzos puede repartirse sobre una cierta longitud (véase la Figura A19.6.25 a) y b)). Cuando las armaduras de la zona del nudo se extiendan sobre una longitud importante del elemento, deben repartirse sobre la longitud en la que las trayectorias de las tensiones de compresión sean curvas (tirantes y bielas). La fuerza de tracción T puede obtenerse mediante:

a) Para regiones de discontinuidad parcial ($b \leq \frac{H}{2}$), véase la Figura A19.6.25a:

$$T = \frac{1}{4} \frac{b-a}{b} F \quad (6.58)$$

b) Para regiones de discontinuidad total ($b > \frac{H}{2}$), véase la Figura A19.6.25b:

$$T = \frac{1}{4} \left(1 - 0,7 \frac{a}{h} \right) F \quad (6.59)$$

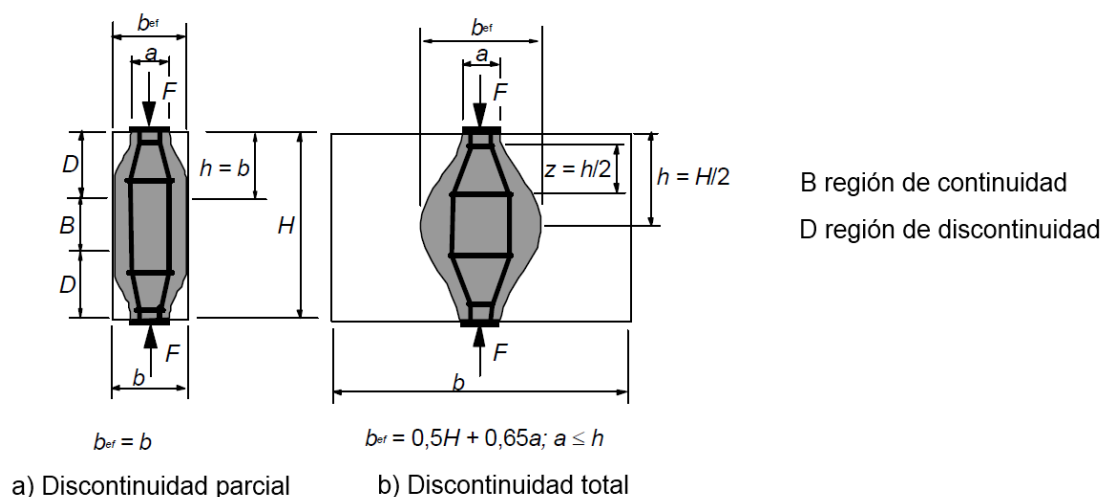


Figura A19.6.25: Parámetros para la obtención de los esfuerzos transversales de tracción en un campo de tensiones de compresión con armaduras repartidas

6.5.4 Nudos

(1) Las reglas para nudos también son de aplicación para las zonas en las que las fuerzas concentradas son transmitidas a un elemento, pero no han sido calculadas mediante el método de bielas y tirantes.

(2) Las fuerzas actuantes en los nudos deberán estar en equilibrio. Se deberán tener en cuenta los esfuerzos transversales de tracción perpendiculares al plano del nudo.

(3) El dimensionamiento de los nudos de concentración de esfuerzos y la definición de los detalles de proyecto correspondientes son cruciales a la hora de determinar la capacidad resistente. Los nudos de concentración de esfuerzos pueden aparecer, por ejemplo, en zonas de aplicación de cargas puntuales, como los apoyos; en zonas de anclaje con concentración de armaduras o tendones de pretensado; en las zonas de doblado de las armaduras; o en las uniones y esquinas de los distintos elementos.

(4) Los valores de cálculo de las tensiones de compresión en el interior de los nudos pueden calcularse mediante:

- a) En los nudos sometidos a compresión en los que no existen tirantes anclados (véase la Figura A19.6.26),

$$\sigma_{Rd,max} = k_1 \nu' f_{cd} \quad (6.60)$$

donde $\sigma_{Rd,max}$ es la tensión máxima que puede aplicarse en los bordes del nudo. Véase 6.5.2 (2) para la definición de ν' . Se utilizará el valor $k_1 = 1,0$.

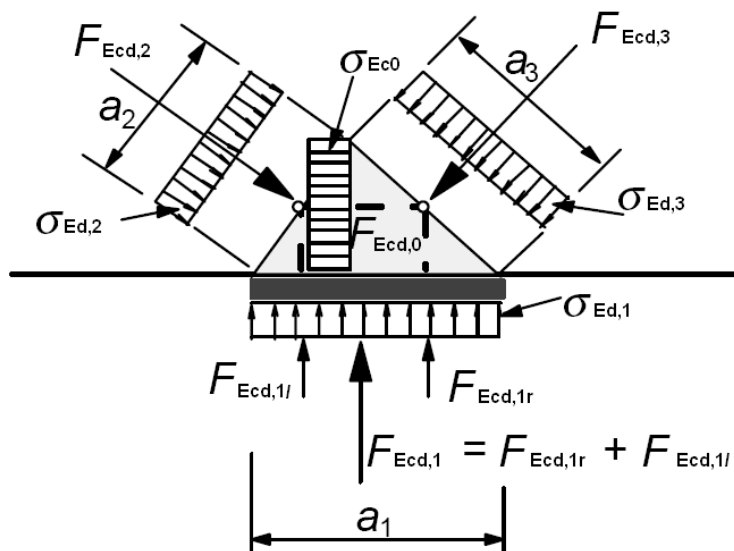


Figura A19.6.26: Nudo sin tirantes sometido a compresión

- b) En los nudos sometidos a compresión y tracción con tirantes anclados en una dirección (véase la Figura A19.6.27),

$$\sigma_{Rd,max} = k_2 \nu' f_{cd} \quad (6.61)$$

donde $\sigma_{Rd,max}$ es la tensión máxima de $\sigma_{Ed,1}$ y $\sigma_{Ed,2}$. Véase 6.5.2 (2) para la definición de ν' . Se utilizará el valor $k_2 = 0,85$.

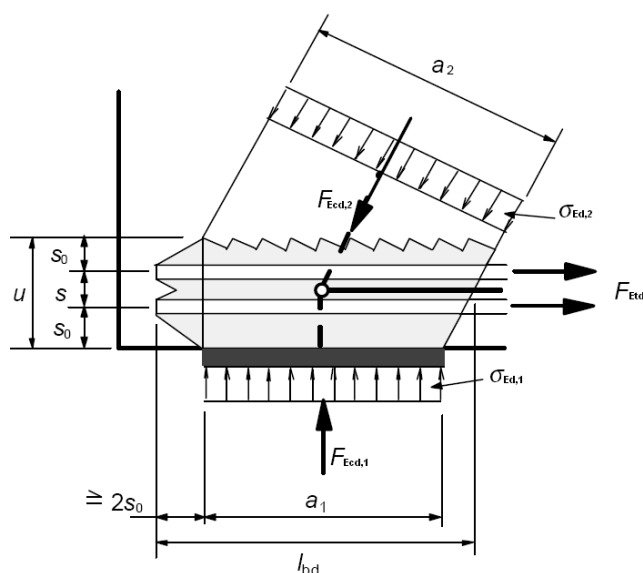


Figura A19.6.27: Nudo sometido a compresión y tracción con armadura en una dirección

- c) En los nudos sometidos a compresión y tracción con tirantes anclados en más de una dirección (véase la Figura A19.6.28),

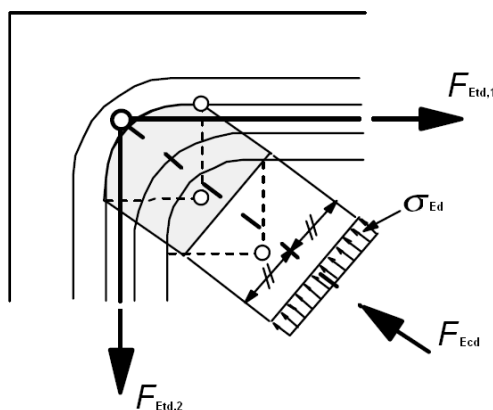


Figura A19.6.28: Nudo sometido a tracción y compresión con armaduras en dos direcciones

$$\sigma_{Rd,max} = k_3 v' f_{cd} \quad (6.62)$$

donde $\sigma_{Rd,max}$ es la tensión máxima de compresión que se puede aplicar a los bordes de los nudos. Véase el apartado 6.5.2 (2) para la definición de v' . Se utilizará el valor $k_3 = 0,75$.

(5) Bajo las condiciones que se enumeran posteriormente, los valores de cálculo de la tensión de compresión establecidos en el apartado 6.5.4 (4) pueden incrementarse un 10% si se aplica alguna de las condiciones siguientes:

- la existencia de compresión triaxial está asegurada,
- los ángulos entre bielas y tirantes son $\geq 55^\circ$,
- las tensiones aplicadas en apoyos o en zonas de carga puntual son uniformes y el nudo estará limitado por la armadura transversal.
- La armadura está dispuesta en múltiples capas,
- El nudo está confinado de forma segura mediante una disposición particular del apoyo o por la fricción.

(6) Los nudos sometidos a compresión triaxial pueden comprobarse mediante las Expresiones (3.24) y (3.25), tomando como límite superior $\sigma_{Rd,max} \leq k_4 v' f_{cd}$, si la distribución de la carga es conocida en las tres direcciones de las bielas. Se utilizará el valor $k_4 = 3,00$.

(7) El anclaje de la armadura en los nudos sometidos a tracción y compresión comienza en el inicio del nudo: por ejemplo, en el caso de un soporte, el anclaje comienza en su cara interior (véase la Figura A19.6.27). La longitud del anclaje debe disponerse sobre toda la extensión del nudo. En ciertos casos, la armadura puede anclarse detrás del nudo. Con respecto al anclaje de las armaduras y la flexión de las mismas, véanse los apartados 8.4 a 8.6.

(8) Los nudos comprimidos en la unión de tres bielas coplanarias, pueden comprobarse de acuerdo con la Figura A19.6.26. Se deben verificar los valores máximos de las

tensiones principales medias en el nudo (σ_{c0} , σ_{c1} , σ_{c2} , σ_{c3}) conforme al apartado 6.5.4 (4) a). Habitualmente se supondrá lo siguiente:

$$F_{cd,1}/a_1 = F_{cd,2}/a_2 = F_{cd,3}/a_3 \text{ dando lugar a } \sigma_{cd,1} = \sigma_{cd,2} = \sigma_{cd,3} = \sigma_{cd,0}.$$

(9) Los nudos correspondientes a las zonas de doblado de las armaduras pueden analizarse de acuerdo con la Figura A19.6.28. Deberá comprobarse la tensión media de las bielas conforme a lo establecido en el apartado 6.5.4 (5). El diámetro del mandril deberá comprobarse de acuerdo con lo establecido en el apartado 8.3.

6.6 Anclajes y solapes

(1) La tensión de cálculo de adherencia está limitado a un valor que depende de las características de la superficie de las armaduras, de la resistencia a tracción del hormigón y del confinamiento del hormigón entre las armaduras. Esto depende del recubrimiento, de la armadura transversal y de la presión transversal.

(2) La longitud necesaria para desarrollar el esfuerzo de tracción requerido en un anclaje o solape, se calcula admitiendo una tensión de adherencia constante.

(3) Las reglas de aplicación relativas al dimensionamiento de los anclajes y los solapes, así como la definición de los detalles de proyecto correspondientes, se establecen en los apartados comprendidos entre el 8.4 y el 8.8, ambos inclusive.

6.7 Zonas parcialmente cargadas

(1) Para zonas parcialmente cargadas, deberán considerarse la rotura local (véase posteriormente) y los esfuerzos transversales de tracción que se generan (véase el apartado 6.5).

(2) Para una distribución uniforme de carga en un área A_{c0} (véase la Figura A19.6.29), el esfuerzo resistente concentrado puede determinarse mediante la siguiente expresión:

$$F_{Rdu} = A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{A_{c1}/A_{c0}} \leq 3,0 \cdot f_{cd} \cdot A_{c0} \quad (6.63)$$

donde:

A_{c0} es el área cargada,

A_{c1} es el área de distribución máxima para el cálculo, con una forma similar a A_{c0} .

(3) El área de distribución A_{c1} requerida por el esfuerzo resistente F_{Rdu} debe cumplir las siguientes condiciones:

- La altura de la distribución de la carga en la dirección de dicha carga se debe corresponder con la establecida en la Figura A19.6.29.
- El centro del área de distribución de cálculo, A_{c1} , debe situarse sobre la línea de acción pasando por el dentro del área cargada A_{c0} .
- En el caso de que exista más de una fuerza de compresión actuando en la sección de hormigón, las áreas de distribución calculadas no podrán superponerse.

El valor de F_{Rdu} deberá reducirse si la carga no está uniformemente distribuida en el área A_{c0} , o si existen esfuerzos cortantes elevados.

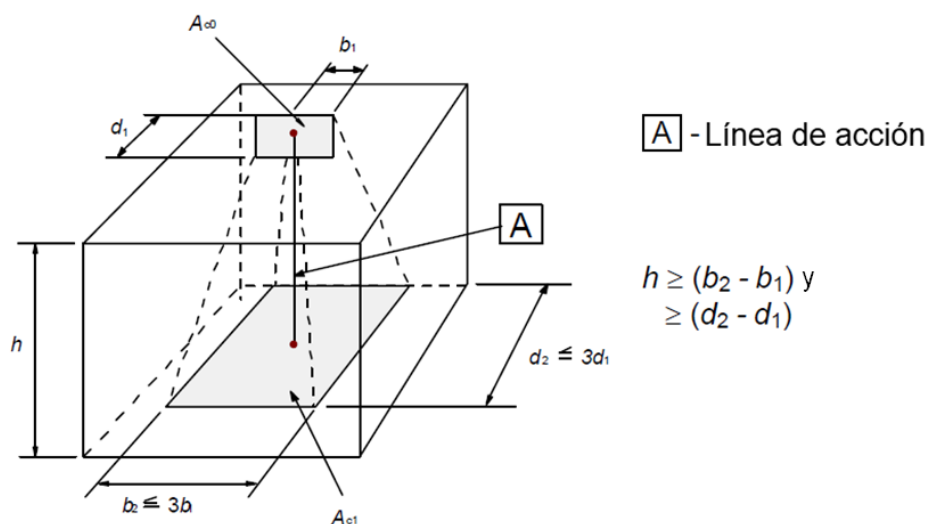


Figura A19.6.29: Distribución de cálculo para zonas parcialmente cargadas

(4) Se deberán disponer las armaduras necesarias para soportar el esfuerzo de tracción ocasionado por el efecto de la acción.

6.8 Fatiga

6.8.1 Condiciones de comprobación

- (1) La resistencia a fatiga de las estructuras deberá comprobarse en casos especiales. Esta comprobación deberá realizarse para el hormigón y el acero por separado.
- (2) Se tendrá que llevar a cabo una comprobación en fatiga en el caso de estructuras y elementos estructurales que vayan a estar sometidos a ciclos de carga de forma regular (por ejemplo, vigas carril para grúas o puentes expuestos a cargas elevadas de tráfico).

6.8.2 Esfuerzos y tensiones para la comprobación en fatiga

- (1) El cálculo de las tensiones está basado en la hipótesis de secciones fisuradas, despreciando la resistencia a tracción del hormigón, pero cumpliendo la compatibilidad de deformaciones.
- (2) El efecto de la diferencia de comportamiento adherente entre la armadura activa y la pasiva deberá tenerse en cuenta incrementando el rango de tensiones en la armadura pasiva, calculado bajo la hipótesis de adherencia perfecta, mediante la aplicación de un coeficiente η :

$$\eta = \frac{A_s + A_p}{A_s + A_p \sqrt{\xi(\phi_s/\phi_p)}} \quad (6.64)$$

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.
- $\phi_p = 1,75 \phi_{wire}$ para cordones de 7 alambres, donde ϕ_{wire} es el diámetro del alambre.
- $\phi_p = 1,20 \phi_{wire}$ para cordones de 3 alambres, donde ϕ_{wire} es el diámetro del alambre.
- ξ es el cociente entre la capacidad de adherencia entre la armadura activa adherente y la armadura pasiva del hormigón. El valor será el determinado en la Evaluación Técnica Europea correspondiente. En ausencia de dicho documento, se podrán utilizar los valores establecidos en la Tabla A19.6.2.

Tabla A19.6.2: Cociente entre la capacidad de adherencia de la armadura activa adherente y de la armadura pasiva, ξ .

Armaduras activa	ξ		
	Pretesado	postesado, adherente	
		$f_{ck} \leq 50$ N/mm ²	$f_{ck} \geq 70$ N/mm ²
Barras y alambres lisos	No aplicable	0,30	0,15
Cordones	0,60	0,50	0,25
Alambres grafilados	0,70	0,60	0,30
Barras corrugadas	0,80	0,70	0,35
NOTA: Los valores intermedios entre f_{ck} 50 y 70 pueden interpolarse.			

(3) Para el cálculo de la armadura de cortante, la inclinación de las bielas de compresión, θ_{fat} , podrá determinarse utilizando un modelo de bielas y tirantes, o bien mediante la expresión (6.65).

$$\tan \theta_{fat} = \sqrt{\tan \theta} \leq 1,0 \quad (6.65)$$

donde:

θ es el ángulo que forma la biela de compresión con el eje de la viga, supuesto en el cálculo en Estado Límite Último (véase el apartado 6.2.3).

6.8.3 Combinación de acciones

(1) Para el cálculo del rango de tensiones, se deberá distinguir entre las acciones no cíclicas y las acciones cíclicas generadoras de fatiga (cargas cuya aplicación se repite un número determinado de veces).

(2) La combinación básica para cargas no cíclicas es similar a la definición de la combinación frecuente en Estado Límite de Servicio:

$$E_d = E\{G_{k,j}; P; \psi_{1,1}Q_{k,1}; \psi_{2,i}Q_{k,i}\} \quad j \geq 1; i > 1 \quad (6.66)$$

La combinación de acciones entre llaves { } (llamada combinación básica) se puede expresar como:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + "P" + "\psi_{1,1}Q_{k,1}" + "\sum_{i \geq 1} \psi_{2,i}Q_{k,i} \quad (6.67)$$

NOTA: $Q_{k,1}$ y $Q_{k,i}$ son acciones no cíclicas y acciones no permanentes.

(3) Las acciones cíclicas deberán combinarse con la combinación básica desfavorable:

$$E_d = E\{G_{k,j}; P; \psi_{1,1}Q_{k,1}; \psi_{2,i}Q_{k,i}; Q_{fat}\} \quad j \geq 1; i > 1 \quad (6.68)$$

La combinación de acciones entre llaves { } (llamada combinación básica añadiendo las acciones cíclicas) se puede expresar como:

$$(\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + "P" + "\psi_{1,1}Q_{k,1}" + "\sum_{i \geq 1} \psi_{2,i}Q_{k,i}") + "Q_{fat} \quad (6.69)$$

donde:

Q_{fat} es la carga de fatiga correspondiente (por ejemplo la carga de tráfico tal y como establece la reglamentación específica vigente u otras cargas cíclicas).

6.8.4 Procedimiento de comprobación para armaduras pasivas y activas

(1) El daño producido por la aplicación de un ciclo de tensiones, $\Delta\sigma$, puede determinarse mediante la utilización de las correspondientes curvas S-N (Figura A19.6.30), tanto para la armadura pasiva como para la activa. La carga aplicada deberá multiplicarse por el coeficiente $\gamma_{F,fat}$. Además, el intervalo de tensiones resistentes para N^* ciclos con una amplitud $\Delta\sigma_{Rsk}$ deberá dividirse entre el coeficiente de seguridad $\gamma_{S,fat} = 1,0$.

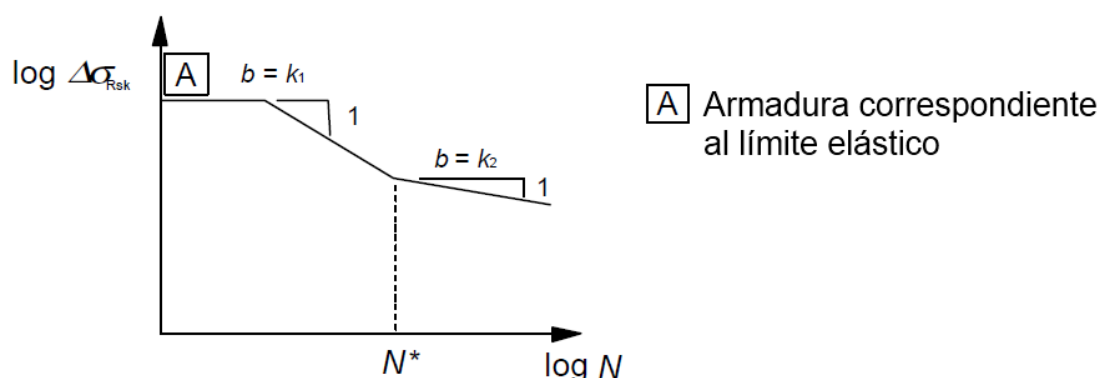


Figura A19.6.30: Forma de la curva característica de la resistencia a la fatiga (curvas S-N para armaduras pasivas y activas)

Los valores de los parámetros de las curvas S-N para armaduras pasivas y activas a utilizar se establecen en las Tablas A19.6.3 y A19.6.4 respectivamente.

Tabla A19.6.3. Parámetros para curvas S-N de armaduras pasivas

Tipo de armadura	N^*	Exponente de las tensiones		$\Delta\sigma_{Rsk}$ (N/mm ²) para N^* ciclos
		k_1	k_2	
Barras rectas y dobladas ¹	10^6	5	9	162,5
Barras y mallas electrosoldadas	10^7	3	5	58,5
Dispositivos de empalme	10^7	3	5	35
NOTA 1: Los valores de $\Delta\sigma_{Rsk}$ son relativos a las barras rectas. Los valores para las barras dobladas deberán obtenerse utilizando un coeficiente reductor $\zeta = 0,35 + 0,026 D/\phi$. donde: D es el diámetro del mandril, ϕ es el diámetro de la barra.				

Tabla A19.6.4. Parámetros para curvas S-N de armaduras activas

Curvas S-N para la armadura activa	N^*	Exponente de las tensiones		$\Delta\sigma_{Rsk}$ (N/mm ²) para N^* ciclos
		k_1	k_2	
Armadura pretesada	10^6	5	9	185
Armadura postesada:				
cables unipolares en vainas de plástico	10^6	5	9	185
tendones rectos o curvos en vainas de plástico	10^6	5	10	150
tendones curvos en vainas de acero	10^6	5	7	120
dispositivos de empalme	10^6	5	5	80

(2) Para el caso de ciclos múltiples con amplitudes variables, el daño se puede añadir utilizando la Regla de Palmgren-Miner. Por lo tanto, el coeficiente de daño por fatiga del acero, D_{Ed} , ocasionado por las cargas de fatiga correspondientes, debe cumplir la siguiente 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 de ciclos aplicado para un rango de tensiones $\Delta\sigma_i$,

$N(\Delta\sigma_i)$ es el número de ciclos que es capaz de resistir para un rango de tensiones $\Delta\sigma_i$,

(3) Si las armaduras activas o pasivas están expuestas a cargas de fatiga, las tensiones calculadas no deberán superar el límite elástico de cálculo del acero.

(4) Deberá comprobarse el límite elástico mediante ensayos de tracción del acero empleado.

(5) En el caso de emplear las reglas establecidas en el apartado 6.8 para la comprobación de la vida útil residual de las estructuras existentes, o la comprobación de la necesidad de armaduras una vez que ha comenzado el proceso de corrosión, el rango de tensiones puede determinarse reduciendo el exponente de la tensión $k_2 = 5,0$ para barras rectas y dobladas.

(6) El rango de tensiones de las barras soldadas nunca podrá superar el correspondiente a las barras rectas y dobladas.

6.8.5 Comprobaciones utilizando el rango de tensiones de daño equivalente

(1) En lugar de una comprobación explícita de la resistencia al daño, de acuerdo con lo establecido en el apartado 6.8.4, la comprobación de fatiga para casos normalizados con cargas conocidas (puentes de carretera o de ferrocarril) puede realizarse mediante:

- El rango de tensiones de daño equivalente para el acero, de acuerdo con el apartado 6.8.5 (3).
- Las tensiones de compresión de daño equivalente para el hormigón, tal y como se indica en el apartado 6.8.7.

(2) El método del rango de tensiones de daño equivalente consiste en representar el espectro real de cargas correspondiente a la aplicación de N^* ciclos de un rango de tensiones determinado. El Anejo 21 del Código Estructural establece los modelos de carga de fatiga y los procedimientos de cálculo del rango equivalente de tensiones, $\Delta\sigma_{S, equ}$, para las superestructuras de los puentes de carretera y los de ferrocarril.

(3) En las armaduras pasivas y activas, así como en los dispositivos de anclaje, deberá considerarse una resistencia a la fatiga adecuada, en el caso de cumplirse la expresión (6.71):

$$\gamma_{F, fat} \cdot \Delta\sigma_{S, equ}(N^*) \leq \frac{\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)}{\gamma_{S, fat}} \quad (6.71)$$

donde:

$\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)$ es el rango de tensiones para N^* ciclos, establecido por las curvas S-N correspondientes (véase la Figura A19.6.30).

NOTA: Véase también las Tablas A19.6.3 y A19.6.4.

$\Delta\sigma_{S, equ}(N^*)$ es el rango de tensiones de daño equivalente para diferentes tipos de armadura, considerando N^* ciclos de carga. Para edificación, $\Delta\sigma_{S, equ}(N^*)$ es aproximadamente igual a $\Delta\sigma_{S, max}$.

$\Delta\sigma_{S, max}$ bajo las combinaciones de carga correspondientes, es el rango de tensiones máximo para el acero.

6.8.6 Otras comprobaciones

(1) En el caso de que el rango de tensiones bajo una carga cíclica frecuente asociada a la combinación básica sea tal que $\Delta\sigma_S \leq k_1$, se supondrá una resistencia a fatiga adecuada para las barras de armadura no soldadas trabajando a tracción. El valor de $k_1 = 70 \text{ N/mm}^2$.

Para barras de armadura soldadas trabajando a tracción, se supondrá una resistencia a fatiga adecuada en el caso de que el rango de tensiones bajo una carga cíclica frecuente asociada a la combinación básica, sea tal que $\Delta\sigma_S \leq k_2$, siendo $k_2 = 35 \text{ N/mm}^2$.

(2) Como simplificación del apartado (1), la comprobación puede llevarse a cabo utilizando la combinación frecuente de cargas. Si se cumple dicha comprobación, no será necesaria la realización de más comprobaciones.

(3) Donde se utilicen uniones soldadas o dispositivos de anclaje en el hormigón pretensado, no deben existir tracciones en la sección de hormigón a lo largo de una distancia de 200 mm desde las armaduras (pasiva o activa), bajo una combinación frecuente de cargas, junto con un coeficiente reductor $k_3 = 0,9$ para el valor medio de la fuerza de pretensado, P_m .

6.8.7 Comprobación del hormigón sometido a compresión o a cortante

(1) Se puede suponer una resistencia adecuada a fatiga para el hormigón en comprimido si se cumple la siguiente condición:

$$E_{cd, max, equ} + 0,43\sqrt{1 - R_{equ}} \leq 1 \quad (6.72)$$

donde:

$$R_{equ} = \frac{E_{cd, min, equ}}{E_{cd, max, equ}} \quad (6.73)$$

$$E_{cd, min, equ} = \frac{\sigma_{cd, min, equ}}{f_{cd, fat}} \quad (6.74)$$

$$E_{cd, max, equ} = \frac{\sigma_{cd, max, equ}}{f_{cd, fat}} \quad (6.75)$$

donde:

R_{equ} es la relación de tensiones,

$E_{cd, min, equ}$ es el nivel mínimo de tensión a compresión,

- $E_{cd,max,equ}$ es el nivel máximo de tensión a compresión,
- $f_{cd,fat}$ es la resistencia de cálculo a fatiga del hormigón, de acuerdo con (6.76),
- $\sigma_{cd,max,equ}$ es la tensión máxima del rango de tensiones último para N ciclos,
- $\sigma_{cd,min,equ}$ es la tensión mínima del rango de tensiones último para N ciclos,

N = número de 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 que tiene en cuenta la primera aplicación de la carga en la resistencia del hormigón (véase el apartado 3.1.2 (6)),
- t_0 es el tiempo de comienzo, en días, de la carga cíclica en el hormigón.

$N = 10^6$ ciclos.

$k_1 = 0,85$.

(2) Se puede admitir que la resistencia a fatiga del hormigón comprimido es adecuada si se cumple la condición siguiente:

$$\frac{\sigma_{c,max}}{f_{cd,fat}} \leq 0,5 + 0,45 \frac{\sigma_{c,min}}{f_{cd,fat}} \quad (6.77)$$

$$\leq 0,9 \text{ para } f_{ck} \leq 50 \text{ mm}^2$$

$$\leq 0,8 \text{ para } f_{ck} > 50 \text{ N/mm}^2$$

donde:

- $\sigma_{c,max}$ es la tensión máxima de compresión en una fibra bajo la combinación frecuente de cargas (con la compresión medida como positiva),
- $\sigma_{c,min}$ es la tensión mínima de compresión en la misma fibra en la que se da $\sigma_{c,max}$. Si $\sigma_{c,min}$ es una tensión de tracción, será considerada como nula de cara a la comprobación.

(3) La expresión (6.77) se aplica también a las bielas de compresión de los elementos sometidos a cortante. En este caso, la resistencia del hormigón $f_{cd,fat}$ deberá reducirse mediante el coeficiente reductor de la resistencia (véase el apartado 6.2.2 (6)).

(4) Para elementos que no requieren armadura de cortante de cálculo para el estado límite último, se puede suponer que el hormigón es resistente a la fatiga debida a los efectos del cortante, cuando se aplique lo siguiente:

$$\text{-Para } \frac{V_{Ed,min}}{V_{Ed,max}} \geq 0:$$

$$\frac{|V_{Ed,max}|}{|V_{Rd,c}|} \leq 0,5 + 0,45 \frac{|V_{Ed,min}|}{|V_{Rd,c}|} \quad \begin{array}{l} \leq 0,9 \text{ hasta } f_{ck} \text{ } 50 \text{ N/mm}^2 \\ \leq 0,8 \text{ para mayores que } f_{ck} \text{ } 55 \text{ N/mm}^2. \end{array} \quad (6.78)$$

-Para $\frac{V_{Ed,min}}{V_{Ed,max}} < 0$:

$$\frac{|V_{Ed,max}|}{|V_{Rd,c}|} \leq 0,5 \frac{|V_{Ed,min}|}{|V_{Rd,c}|} \quad (6.79)$$

donde:

- $V_{Ed,max}$ es el valor de cálculo del máximo esfuerzo cortante aplicado bajo la combinación frecuente de cargas,
- $V_{Ed,min}$ es el valor de cálculo del mínimo esfuerzo cortante aplicado bajo la combinación frecuente de cargas, en la sección en la que se da $V_{Ed,max}$,
- $V_{Rd,c}$ es el valor de cálculo de la resistencia a cortante de acuerdo con la expresión (6.2.a).

7 Estados límite de servicio (ELS)

7.1 Generalidades

(1) Este apartado se centra en los estados límites de servicio más comunes. Estos serán:

- Limitación de tensiones (véase el apartado 7.2)
- Control de la fisuración (véase el apartado 7.3)
- Control de las deformaciones (véase el apartado 7.4)

Otros estados límite (como el de vibración) pueden ser importantes en estructuras particulares, sin embargo no se tratan en este anejo.

(2) En el cálculo de las tensiones y deformaciones, las secciones deben suponerse como no fisuradas siempre que la tensión de tracción por flexión no supere $f_{ct,eff}$. El valor de $f_{ct,eff}$ puede tomarse como f_{ctm} o $f_{ctm,fl}$ siempre que el cálculo de la armadura mínima de tracción esté basado en ese mismo valor. Para el cálculo de los anchos de fisura y la rigidez a tracción, se deberá emplear f_{ctm} .

7.2 Limitación de tensiones

(1) La tensión de compresión en el hormigón deberá limitarse para evitar la fisuración longitudinal, la microfisuración o los niveles elevados de fluencia, en los casos en los que pudieran dar lugar a efectos inadmisibles para la estructura.

(2) La fisuración longitudinal puede aparecer si el nivel de tensiones bajo la combinación característica de cargas supera un valor crítico. Esta fisuración puede dar lugar a una reducción de la durabilidad. En ausencia de otras medidas, como son aumentar el recubrimiento de la armadura de compresión o el confinamiento del hormigón mediante armaduras transversales, puede ser apropiado limitar la tensión de compresión a un valor $k_1 f_{ck}$ en las zonas expuestas a ambientes de clases XD, XF y XS (véase la Tabla 27.1.a del Código Estructural). El valor de k_1 a utilizar será $k_1 = 0,6$.

(3) Si la tensión en el hormigón bajo cargas cuasi-permanentes es menor que $k_2 f_{ck}$, se puede suponer una fluencia lineal. Si la tensión supera ese valor, se debe considerar una fluencia no lineal (véase el apartado 3.1.4). El valor de k_2 a utilizar será $k_2 = 0,45$.

(4) Se deberán limitar las tensiones de tracción en la armadura para evitar deformaciones anelásticas, así como niveles de fisuración y deformación inadmisibles.

(5) Puede suponerse que es posible evitar una fisuración y deformación inadmisibles si, bajo la combinación característica de cargas, la tensión de tracción en la armadura no supera el valor de $k_3 f_{yk}$. En el caso de que la tensión sea causada por una deformación impuesta, la tensión de tracción no deberá superar $k_4 f_{yk}$. El valor medio de las tensiones en las armaduras de pretensado no deberá superar el valor $k_5 f_{pk}$. Los valores de k_3 , k_4 y k_5 a utilizar son 0,8, 1 y 0,75 respectivamente.

7.3 Control de fisuración

7.3.1 Consideraciones generales

(1) La fisuración deberá limitarse de tal forma que no perjudique la propia funcionalidad o durabilidad de la estructura, o incluso que cause que su apariencia sea inadmisibles.

(2) La fisuración es habitual en las estructuras de hormigón armado sometidas a flexión, cortante, torsión o tracción resultantes de la carga directa, deformaciones impuestas o coacciones.

(3) Las fisuras pueden aparecer por otras causas como la retracción plástica o las reacciones químicas expansivas en el hormigón endurecido. Estas fisuras pueden alcanzar tamaños inadmisibles, pero su prevención y control se encuentran fuera del ámbito de esta sección.

(4) Se puede admitir que se formen las fisuras sin intentar controlar el ancho de las mismas, siempre que no se perjudique al funcionamiento de la estructura.

(5) Se debe definir un valor límite para el ancho de fisura calculado (w_{max}), teniendo en cuenta la naturaleza y el funcionamiento de la estructura, así como el coste de limitar la fisuración.

Los valores de w_{max} a utilizar para las clases de exposición correspondientes se establecen en el apartado 27.2 del Código Estructural y que se incluye en la tabla 27.2.

Tabla 27.2 Abertura máxima de la fisura

Clase de exposición	w_{max} (mm)	
	Hormigón armado (para la combinación cuasi-permanente de acciones)	Hormigón pretensado (para la combinación frecuente de acciones)
X0 ⁽²⁾ , XC1 ⁽²⁾	0,4	0,2
XC2, XC3, XF1,XF3,XC4	0,3	0,2 ⁽¹⁾
XS1, XS2, XD1, XD2, XD3, XF2, XF4, XA1 ⁽³⁾	0,2	Descompresión
XS3, XA2 ⁽³⁾ , XA3 ⁽³⁾	0,1	

(1) Adicionalmente deberá comprobarse que las armaduras activas se encuentran en la zona comprimida de la sección, bajo la combinación cuasi-permanente de acciones.

(2) Para las clases de exposición X0 y XC1, la abertura de fisura no influye normalmente en la durabilidad. Los valores recogidos en la tabla para estos casos se establecen para garantizar un aspecto aceptable.

- (3) La limitación relativa a las clases XA1, XA2 y XA3 sólo será de aplicación en el caso de que el ataque químico pueda afectar a la armadura.

En ausencia de exigencias más específicas (por ejemplo, la impermeabilidad frente al agua), se puede suponer que será apropiada la limitación del ancho de fisura a los valores de w_{max} , establecidos en la Tabla 27.2, en lo que se refiere al aspecto y la durabilidad en los elementos de hormigón armado de las edificaciones, bajo la combinación cuasi-permanente de cargas.

La durabilidad de los elementos pretensados puede verse afectada por la fisuración de forma crítica. En ausencia de requisitos más detallados, se puede asumir que la limitación de los anchos de fisura calculados a los valores de w_{max} , establecidos en la Tabla 27.2, será admisible para elementos de hormigón pretensado bajo la combinación frecuente de cargas. El límite de descompresión requiere que todas las partes de las armaduras activas adherentes o las vainas sean introducidas al menos 25 mm en el hormigón sometido a compresión.

(6) Para los elementos que únicamente tienen armadura activa no adherente, se aplicarán los requisitos para los elementos de hormigón armado. Para los elementos que tienen una combinación de armadura activa adherente y no adherente, se aplicarán los requisitos para elementos de hormigón armado con armadura activa adherente.

(7) Es necesario tomar medidas especiales para los elementos sometidos a una exposición de clase XD3. La elección de las medidas apropiadas dependerá de la naturaleza del agente agresivo en cuestión.

(8) En el caso de utilizar modelos de bielas y tirantes con las bielas orientadas siguiendo las trayectorias de las tensiones de compresión en el estado no fisurado, es posible utilizar los esfuerzos en los tirantes para obtener las tensiones del acero que permitan estimar el ancho de fisura (véase 5.6.4 (2)).

(9) Los anchos de fisura pueden calcularse de acuerdo con 7.3.4. Una alternativa simplificada consiste en limitar el diámetro o la separación de las barras como se indica en el apartado 7.3.3.

Comentarios:

En el caso de elementos de hormigón en contacto con terrenos de origen yesífero que contengan sulfatos en cantidades que permitan clasificarlos como XA1 o XA2, se entenderá que esta agresividad no provoca corrosión en las armaduras, sino únicamente deterioro en el hormigón, por lo que la limitación en la abertura de fisura vendrá condicionada por la clase agresiva relativa a la posible corrosión.

Para las clases de exposición X0 y XC1, la abertura de fisura no influye normalmente en la durabilidad. Los valores recogidos en la tabla para estos casos se establecen para procurar un aspecto aceptable.

7.3.2 Áreas mínimas de armadura

(1) Si se requiere el control de la fisuración, será necesario disponer de una cantidad mínima de armadura adherente para controlar la fisuración en las zonas sometidas a tracción. Esta cantidad puede estimarse a partir del equilibrio entre el esfuerzo de tracción del hormigón justo antes de fisurarse y el esfuerzo de tracción en la armadura

sometida al límite elástico, o a una tensión menor, en el caso de que sea necesaria la limitación del ancho de fisura.

(2) A menos que un cálculo más riguroso demuestre que sea adecuada la utilización de una sección inferior, el área mínima de armado se puede calcular como se menciona a continuación. En secciones como las vigas en T y las vigas cajón, la armadura mínima debe determinarse para cada parte de la sección por separado (almas, 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 en la zona traccionada.

A_{ct} es el área de hormigón en la zona traccionada. Esta zona es la parte de la sección calculada para estar traccionada justo antes de que se forme la primera fisura.

σ_s es el valor absoluto de la tensión máxima permitida en la armadura inmediatamente después de que se produzca la fisura. Puede tomarse igual al límite elástico de la armadura f_{yk} . Sin embargo, puede necesitarse un valor inferior que satisfaga los límites del ancho de fisura, en función del diámetro máximo de las barras o de la separación máxima entre las mismas (véase el apartado 7.3.3 (2)).

$f_{ct,eff}$ es el valor medio de la resistencia a tracción del hormigón en el momento en el que se supone que aparecerán 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 tiene en cuenta el efecto de las tensiones no uniformes autoequilibradas, conduciendo a una reducción de los esfuerzos de coacción:

= 1,0 para almas con $h \leq 300 \text{ mm}$ o alas con anchos inferiores a 300 mm,

= 0,65 para almas con $h \geq 800 \text{ mm}$ o alas con anchos superiores a 800 mm,

los valores intermedios pueden interpolarse,

k_c es un coeficiente que tiene en cuenta la distribución de tensiones en la sección, inmediatamente después de la fisuración y de la modificación del brazo mecánico:

para tracción pura $k_c = 1$,

para flexión pura y compuesta:

- para secciones rectangulares y almas de secciones 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 cajón y secciones en T:

$$k_c = 0,9 \cdot \left[\frac{F_{cr}}{A_{ct} f_{ct,eff}} \right] \geq 0,5 \quad (7.3)$$

donde:

σ_c es la tensión media del hormigón que actúa en la parte de la sección considerada,

$$\sigma_c = \frac{N_{Ed}}{bh} \quad (7.4)$$

N_{Ed} es el esfuerzo axial en estado límite de servicio en la parte de la sección considerada (esfuerzo de compresión tomado como positivo). N_{Ed} deberá determinarse considerando los valores característicos de los esfuerzos axiales y de pretensado bajo la combinación de cargas correspondiente,

h^* $h^* = h$ para $h < 1,0 \text{ m}$,

$h^* = 1,0 \text{ m}$ para $h \geq 1,0 \text{ m}$,

k_1 es un coeficiente que tiene en cuenta los efectos de los esfuerzos axiales sobre la distribución de tensiones:

$k_1 = 1,5$ si N_{Ed} es un esfuerzo de compresión,

$k_1 = \frac{2h^*}{3h}$ si N_{Ed} es un esfuerzo de tracción,

F_{cr} es el valor absoluto de la fuerza de tracción en el ala inmediatamente antes de producirse la primera fisura, debida al momento de fisuración calculado con $f_{ct,eff}$.

(3) Se puede suponer que la armadura activa adherente en la zona de tracción contribuyen al control de la fisuración en una distancia inferior a 150 mm desde el centro de la armadura activa. Se puede tener en cuenta sumando el término $\xi_1 A_p' \Delta \sigma_p$ a la expresión (7.1) donde:

A_p' es el área de armadura activa postesa o pretesa en $A_{c,eff}$,

$A_{c,eff}$ es el área eficaz del hormigón traccionado que rodea la armadura pasiva y activa con un canto $h_{c,ef}$, donde $h_{c,ef}$ es el mínimo de $2,5(h - d)$, $(h - x)/3$ ó $h/2$ (véase la Figura A19.7.1).

ξ_1 es el coeficiente de ajuste de la capacidad adherente, teniendo en cuenta los diferentes diámetros de la armadura activa y pasiva:

$$\xi_1 = \sqrt{\xi \cdot \frac{\phi_s}{\phi_p}} \quad (7.5)$$

ξ es el cociente entre la capacidad adherente de la armadura activa y pasiva, de acuerdo con la Tabla A19.6.2 en el apartado 6.8.2,

ϕ_s es el mayor diámetro de las barras de la armadura pasiva,

ϕ_p es el diámetro equivalente de la armadura activa de acuerdo con el apartado 6.8.2,

Si únicamente se emplea armadura activa para el control de fisuración, $\xi_1 = \sqrt{\xi}$.

$\Delta\sigma_p$ es la variación de tensiones en las armaduras activas desde el estado sin deformaciones del hormigón situado en el mismo nivel.

(4) No se requerirá una cuantía mínima de armadura en aquellas secciones de los elementos pretensados en las que el hormigón está comprimido, o el valor absoluto de la tensión de tracción en el hormigón es inferior a $\sigma_{ct,p} = f_{ct,eff}$, establecido en el apartado 7.3.2

(2). Todo ello, bajo la combinación característica de cargas y con los valores característicos del pretensado.

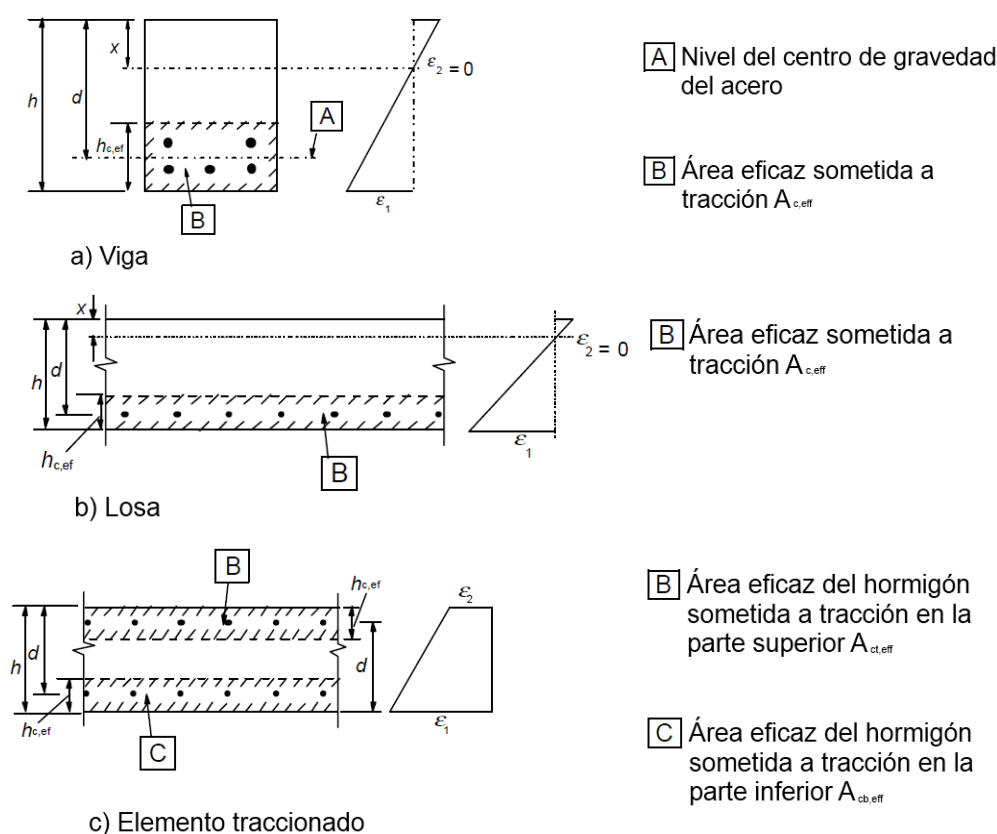


Figura A19.7.1: Área eficaz sometida a tracción (casos tipo)

7.3.3 Control de la fisuración sin cálculos directos

(1) En edificación, las losas armadas y pretensadas sometidas a flexión sin esfuerzos axiales de tracción significativos, no necesitan medidas específicas para el control de la fisuración si el canto total no supera los 200 mm y se aplican las disposiciones del apartado 9.3.

(2) Como simplificación, las reglas establecidas en el apartado 7.3.4 pueden presentarse en forma de tabla, limitando el diámetro o la separación de las armaduras.

NOTA: En el caso de disponer la armadura mínima establecida en el apartado 7.3.2, no es probable que el ancho de fisura sea excesivo si:

Para las fisuras principalmente ocasionadas por las coacciones, los diámetros de las barras establecidos en la Tabla A19.7.2 no se superan en los casos en los que la tensión del acero sea el valor obtenido inmediatamente después de la fisuración (es decir, σ_s en la expresión (7.1)).

Para las fisuras producidas principalmente por la carga, se cumplirán las disposiciones establecidas en la Tabla A19.7.2 o en la Tabla A19.7.3. La tensión del acero deberá calcularse partiendo de la base de que la sección está fisurada, bajo la combinación de cargas correspondiente.

Para el hormigón pretensado, donde el control de las fisuras esté esencialmente asegurado por la armadura activa adherente, las Tablas A19.7.2 y A19.7.3 se pueden utilizar con una tensión igual al total de las tensiones menos el pretensado. Para el hormigón postesado, donde el control de las fisuras está esencialmente asegurado por la armadura pasiva, las tablas podrán utilizarse con la tensión en esta armadura, pero calculada con el efecto de las fuerzas del pretensado incluidas.

Tabla A19.7.2 Diámetros máximo de las barras ϕ_s^* para el control de fisuras¹.

Tensión del acero ² [N/mm ²]	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 de la tabla están basados en las siguientes disposiciones:

$c = 25\text{mm}$; $f_{ct,eff} = 2,9\text{ N/mm}^2$; $h_{cr} = 0,5h$; $(h - d) = 0,1h$; $k_1 = 0,8$; $k_2 = 0,5$; $k_c = 0,4$; $k = 1,0$; $k_t = 0,4$ y $k_4 = 1,0$.

NOTA 2: Bajo la correspondiente combinación de acciones.

Tabla A19.7.3 Separación máxima de las barras para el control de fisuras¹.

Tensión del acero ² [N/mm ²]	Diámetro máximo de la barra [mm]		
	$w_k = 0,4\text{ mm}$	$w_k = 0,3\text{ mm}$	$w_k = 0,2\text{ mm}$
160	300	300	200

200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

* Para las notas véase la Tabla A19.7.2

Debe modificarse el diámetro máximo de la barra mediante las siguientes disposiciones:

-Flexión (al menos una parte de la sección está comprimida):

$$\phi_s = \phi_s^* (f_{ct,eff} / 2,9) \frac{k_c h_{cr}}{2(h-d)} \quad (7.6N)$$

-Tracción (Tracción simple):

$$\phi_s = \phi_s^* (f_{ct,eff} / 2,9) \frac{h_{cr}}{8(h-d)} \quad (7.7N)$$

donde:

- ϕ_s es el diámetro máximo modificado de la barra,
- ϕ_s^* es el diámetro máximo de la barra establecido en la Tabla A19.7.2,
- h es el canto total de la sección,
- h_{cr} es el canto de la zona de tracción en el momento anterior a la fisuración, considerando los valores característicos del pretensado y los esfuerzos axiles, bajo la combinación cuasi-permanente de acciones.
- d es la profundidad efectiva del centro de gravedad de la capa exterior de la armadura.

En el caso de que toda la sección esté traccionada, $h - d$ será la mínima distancia desde el centro de gravedad de la capa de armadura al paramento de hormigón (si las barras no son simétricas, se considerarán ambos paramentos).

(3) En las vigas con un canto total mayor o igual a 1000 mm, en las que la armadura principal se concentra en una pequeña porción del canto, se debe disponer una armadura de piel adicional para controlar la fisuración en las caras de la viga. Esta armadura debe distribuirse de forma uniforme entre el nivel del acero en tracción y la fibra neutra, siempre dentro de los cercos. El área de la armadura de piel no debe ser inferior a la cuantía obtenida en el apartado 7.3.2 (2), tomando $k = 0,5$ y $\sigma_s = f_{yk}$. La separación y el tamaño adecuado para las barras se puede obtener a partir del apartado 7.3.4, o empleando la simplificación de suponer tracción pura y una tensión del acero igual a la mitad del valor asignado para la armadura de tracción principal.

(4) Debe tenerse en cuenta la existencia de riesgos particulares de aparición de grandes fisuras en las secciones en las que hay cambios repentinos de tensión, como por ejemplo:

- En cambios de sección.
- En las zonas cercanas a cargas concentradas.
- En las zonas en las que se han reducido las barras.

- En zonas de tensión de adherencia elevada, particularmente en los extremos de los solapes.

En estas áreas se debe tener un cuidado especial para minimizar los cambios de tensión siempre que sea posible. Sin embargo, las reglas para el control de fisuras establecidas anteriormente aseguran un control adecuado en dichas zonas, siempre que se apliquen las reglas para la definición de los detalles de proyecto de las armaduras dispuestas en los apartados 8 y 9.

(5) Se puede suponer que la fisuración debida a los efectos de las acciones tangenciales puede controlarse de forma adecuada si se cumplen las reglas para la definición de los detalles de proyecto establecidas en los apartados 9.2.2, 9.2.3, 9.3.2 y 9.4.3.

7.3.4 Cálculo de la abertura de fisura

(1) El ancho de fisura, w_k , puede calcularse mediante la expresión (7.8):

$$w_k = s_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (7.8)$$

donde:

$s_{r,max}$ es la separación máxima de fisuras.

ε_{sm} es la deformación media en la armadura bajo la combinación de cargas correspondiente, incluyendo el efecto de las deformaciones impuestas y teniendo en cuenta los efectos de la rigidez a tracción. Únicamente se considera la deformación producida respecto al estado sin deformar en el hormigón situado en el mismo nivel;

ε_{cm} es la deformación media en el hormigón entre las fisuras.

(2) $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ puede calcularse mediante la siguiente expresión:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (7.9)$$

donde:

σ_s es la tensión en la armadura de tracción suponiendo que la sección está fisurada. En el caso de hormigón pretensado, σ_s puede sustituirse por $\Delta\sigma_p$, que será la variación de tensiones en las armaduras de pretensado desde el estado sin deformar en el hormigón situado en el mismo nivel;

α_e es el cociente E_s/E_{cm} ;

$$\rho_{p,eff} = (A_s + \xi_1 A'_p) / A_{c,eff} \quad (7.10)$$

A'_p y $A_{c,eff}$ se definen en el apartado 7.3.2 (3);

ξ_1 de acuerdo con la expresión (7.5);

k_t es un coeficiente que depende de la duración de la carga:

$k_t = 0,6$ para cargas de poca duración,

$k_t = 0,4$ para cargas de mucha duración.

(3) En las situaciones en las que se dispongan armaduras adherentes, cuyos centros están muy cercanos en la zona traccionada (separación $\leq 5(c + \phi/2)$), la separación máxima final de las fisuras puede calcularse mediante la expresión (7.11) (véase la Figura A19.7.2):

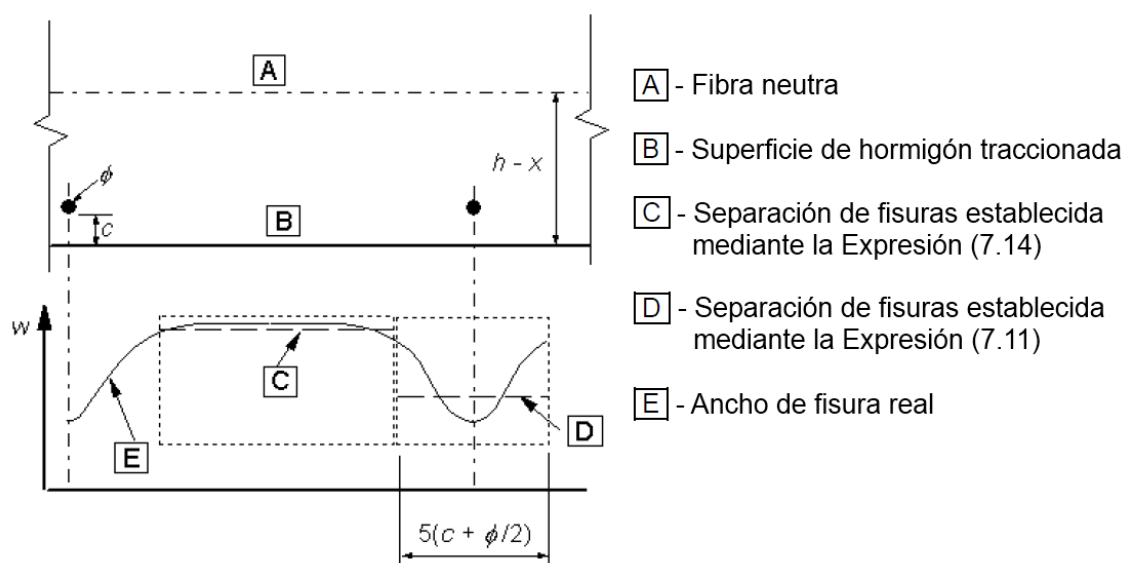


Figura A19.7.2: Ancho de fisura, w , en la superficie del hormigón, en función de la distancia a las armaduras

$$s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff} \quad (7.11)$$

donde:

ϕ es el diámetro de las barras. En el caso de existir varios diámetros en una sección, se empleará un diámetro equivalente ϕ_{eq} . Para una sección con n_1 barras de diámetro ϕ_1 y n_2 barras de diámetro ϕ_2 , se deberá emplear la siguiente expresión:

$$\phi_{eq} = \frac{n_1 \phi_1^2 + n_2 \phi_2^2}{n_1 \phi_1 + n_2 \phi_2} \quad (7.12)$$

c es el recubrimiento de la armadura longitudinal,

k_1 es un coeficiente que tiene en cuenta las propiedades adherentes de la armadura adherente:

$k_1 = 0,8$ para barras de adherencia elevada,

$k_1 = 1,6$ para barras con superficie eficaz lisa (por ejemplo, las armaduras de pretensado),

k_2 es un coeficiente que tiene en cuenta la distribución de deformaciones:

$k_2 = 0,5$ para flexión,

$k_2 = 1,0$ para tracción pura.

Para casos de tracción excéntrica o para zonas localizadas, se podrán utilizar los valores intermedios de k_2 , obtenidos mediante la siguiente expresión:

$$k_2 = (\varepsilon_1 + \varepsilon_2)/(2\varepsilon_1) \quad (7.13)$$

Donde ε_1 es la mayor deformación y ε_2 la menor deformación de tracción en las fibras extremas de la sección considerada, partiendo de la base de que la sección está fisurada.

$$k_3 = 3,4.$$

$$k_4 = 0,425.$$

En el caso de que la separación de la armadura adherente supere el valor $5(c + \phi/2)$ (véase la Figura A19.7.2), o si no existe armadura adherente en la zona traccionada, se podrá disponer un límite superior para el ancho de fisura, suponiendo una separación máxima de:

$$s_{r,max} = 1,3(h - x) \quad (7.14)$$

(4) Para elementos armados en dos direcciones ortogonales, si el ángulo entre los ejes de las tensiones principales y la dirección de la armadura es significativo ($> 15^\circ$), la separación de fisuras $s_{r,max}$ se puede calcular siguiendo la expresión siguiente:

$$s_{r,max} = \frac{1}{\frac{\cos \theta}{s_{r,max,y}} + \frac{\sin \theta}{s_{r,max,z}}} \quad (7.15)$$

donde:

θ es el ángulo entre la armadura en la dirección y y la dirección de la tensión de tracción principal.

$s_{r,max,y}$ y $s_{r,max,z}$ son la separación de las fisuras calculada en la dirección y y la z respectivamente, de acuerdo con el apartado 7.3.4 (3).

(5) Para muros sometidos a una contracción térmica a edad temprana, en los que el área horizontal de acero A_s no cumpla los requisitos establecidos en el apartado 7.3.2 y en los que el pie del muro esté limitado por una base construida previamente, $s_{r,max}$ podrá suponerse igual a 1,3 veces la altura del muro.

NOTA: En el caso de utilizar métodos simplificados para el cálculo del ancho de fisura, estos deberán basarse en las propiedades establecidas en este anejo, o bien justificarse mediante ensayos.

7.4 Control de deformaciones

7.4.1 Consideraciones generales

(1) La deformación de un elemento o estructura no deberá ser perjudicial para la funcionalidad y el aspecto.

(2) Se deben establecer los valores límite apropiados para la deformación, teniendo en cuenta la naturaleza de la estructura, los acabados, los tabiques y otros elementos estructurales, así como su función principal.

(3) Las deformaciones deben limitarse mediante los valores compatibles con las deformaciones del resto de los elementos ligados a la estructura, como son los tabiques, acristalamientos, revestimientos, servicios y acabados. En algunos casos, la limitación puede ser necesaria para asegurar la propia funcionalidad de la maquinaria o aparato soportado por la estructura, o incluso para evitar el estancamiento de aguas en las cubiertas planas.

NOTA: Las deformaciones límite establecidas en (4) y (5) provienen de la ISO 4356 y generalmente aseguran un comportamiento correcto de las construcciones, tales como viviendas, oficinas, edificios públicos o fábricas. Se deberá asegurar que los límites sean los apropiados para la estructura particular considerada y que no existan requisitos especiales. Podrá encontrarse más información acerca de las deformaciones y los valores límite en la norma ISO 4356.

(4) La apariencia y funcionalidad general de la estructura pueden verse afectadas en el caso de que la flecha de la viga, losa o voladizo, bajo una combinación cuasi-permanente de cargas, supere el valor *longitud del vano*/250. La flecha será evaluada en relación a los apoyos. Se puede utilizar una contra flecha para compensar una parte o la totalidad de la deformación, sin embargo, cualquier posible flecha no podrá exceder generalmente el valor *longitud del vano*/250.

(5) Se deben limitar las deformaciones que pudieran dañar las partes adyacentes de la estructura. Habitualmente, la deformación posterior a la construcción no deberá superar el valor límite *longitud del vano*/500 para la combinación cuasi-permanente de cargas. Pueden considerarse otros límites, dependiendo de la sensibilidad de los elementos adyacentes.

(6) El estado límite de deformaciones puede comprobarse:

- limitando la relación luz-canto, de acuerdo con el apartado 7.4.2 o
- comparando una deformación calculada con un valor límite, de acuerdo con el apartado 7.4.3.

NOTA: Las deformaciones reales pueden ser diferentes de los valores estimados, particularmente si los valores de los momentos aplicados se encuentran próximos al momento de fisuración. Las diferencias dependerán de la dispersión de las propiedades del material, de las condiciones ambientales, de la historia de cargas, de las coacciones en los apoyos, de las condiciones del suelo, etc.

7.4.2 Casos en lo que se pueden omitir los cálculos

(1) Generalmente, no es necesario calcular las deformaciones de forma explícita, sino que se podrán utilizar reglas simplificadas y adecuadas, para evitar problemas de deformaciones en circunstancias normales, como por ejemplo la limitación de la relación luz-canto. Será necesario llevar a cabo comprobaciones más rigurosas en el caso de elementos que se encuentran fuera de estos límites, o bien si los límites de la flecha son apropiados y distintos de los límites implícitos en los métodos simplificados.

(2) Siempre que las vigas y losas de hormigón armado en edificación se dimensionen de forma que cumplan con la limitación luz-canto establecida en este apartado, se puede considerar que las deformaciones no van a superar los límites establecidos en el apartado 7.4.1 (4) y (5). Los límites de la relación luz-canto pueden estimarse utilizando las Expresiones (7.16.a) y (7.16.b), multiplicándolas por los coeficientes de corrección

que tienen en cuenta el tipo de armadura y otras variables. No se han tenido en cuenta las contraflechas en la obtención de las siguientes expresiones:

$$\frac{l}{d} = K \left[11 + 1,5\sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2\sqrt{f_{ck}} \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{3/2} \right] \quad \text{si } \rho \leq \rho_0 \quad (7.16.a)$$

$$\frac{l}{d} = K \left[11 + 1,5\sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12}\sqrt{f_{ck}} \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}} \right] \quad \text{si } \rho > \rho_0 \quad (7.16.b)$$

donde:

$\frac{l}{d}$ es la relación luz-canto,

K es el coeficiente que tiene en cuenta los diferentes sistemas estructurales,

ρ_0 es la cuantía geométrica de referencia de valor $10^{-3} \cdot \sqrt{f_{ck}}$,

ρ es la cuantía geométrica de la armadura de tracción en el centro de vano, necesaria para resistir las acciones de cálculo (en voladizos se utiliza la sección de arranque),

ρ' es la cuantía geométrica de la armadura de compresión en el centro de vano, necesaria para resistir las acciones de cálculo (en voladizos se utiliza la sección de arranque).

f_{ck} está en N/mm^2 .

Las Expresiones (7.16.a) y (7.16.b) se han obtenido suponiendo que la tensión del acero tendrá un valor de $310 N/mm^2$ (se corresponde aproximadamente con $f_{yk} = 500 N/mm^2$), bajo la carga de cálculo apropiada en Estado Límite de Servicio y con la sección fisurada en el centro de vano de la viga o losa, o en la sección de arranque en los voladizos.

En el caso de utilizar niveles de tensión diferentes, los valores obtenidos utilizando la expresión (7.16) deberán multiplicarse por $310/\sigma_s$. Es habitual ser conservador suponiendo 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 el centro de vano (en voladizos se utiliza la sección de arranque), bajo las cargas de cálculo en Estado Límite de Servicio,

$A_{s,prov}$ es el área del acero dispuesta en esta sección,

$A_{s,req}$ es el área del acero necesaria en esta sección para el estado límite último.

Para secciones en T o en cajón en las que la relación entre el ancho del ala y el ancho del alma sea superior a 3, los valores de l/d establecidos en la expresión (7.16) deberán multiplicarse por 0,8.

Para vigas y losas, distintas de las losas planas, con luces que superan los 7 metros, de forma que soporten tabiques susceptibles de ser dañados por deformaciones excesivas,

los valores de l/d establecidos en la expresión (7.16) deberán multiplicarse por $7/l_{eff}$ (con l_{eff} en metros, véase el apartado 5.3.2.2 (1)).

Para losas planas en las que la luz mayor supera los 8,5 m, las cuales soportan tabiques susceptibles de ser dañados por deformaciones excesivas, los valores de l/d establecidos en la expresión (7.16) deberán multiplicarse por $8.5/l_{eff}$ (con l_{eff} en metros).

Los valores K para su utilización se establecen en la Tabla A19.7.4.

Tabla A19.7.4: Relación luz/canto útil para elementos de hormigón armado sin esfuerzo axial de compresión.

Sistema estructural	K	Hormigón sometido a tensión elevada $\rho = 1,5\%$	Hormigón sometido a baja tensión $\rho = 0,5\%$
Viga simplemente apoyada o losa unidireccional o bidireccional simplemente apoyada	1,0	14	20
Extremo del vano de una viga continua, losa continua unidireccional o losa continua bidireccional a lo largo de una gran longitud	1,3	18	26
Vano interior de una viga o de una losa unidireccional o bidireccional	1,5	20	30
Losa apoyada en soportes sin vigas (losa plana) (para grandes longitudes)	1,2	17	24
Voladizo	0,4	6	8
NOTA 1: Los valores establecidos han sido elegidos para ser generalmente conservadores y el cálculo muestra habitualmente que se pueden realizar elementos más delgados. NOTA 2: Para losas bidireccionales, la comprobación deberá llevarse a cabo partiendo de la luz más pequeña. Para losas planas, se deberá tomar la mayor luz. NOTA 3: Los límites establecidos para losas planas corresponden a un límite menos severo que el establecido luz/250 para la flecha obtenida en el centro del vano. La experiencia ha demostrado que esto resulta satisfactorio.			

Los valores establecidos mediante la expresión (7.16) y la Tabla A19.7.4 se derivan de los resultados de un estudio paramétrico realizado para una serie de vigas o losas simplemente apoyadas con sección rectangular, utilizando el planteamiento general que se establece en el apartado 7.4.3. Se consideraron diferentes clases de hormigón y un

límite elástico característico de 500 N/mm^2 . Para el área de armadura de tracción considerada, se calculó el momento último y la combinación cuasi-permanente de cargas se supuso igual al 50% de la carga total de cálculo correspondiente. Los límites luz/canto así obtenidos, cumplen con la deformación límite establecida en el apartado 7.4.1 (5).

7.4.3 Comprobación de las deformaciones mediante el cálculo

(1) En el caso de que el cálculo se considere necesario, las deformaciones deberán calcularse bajo las condiciones de carga que sean apropiadas para el propósito de la comprobación.

(2) El método de cálculo adoptado deberá representar el comportamiento real de la estructura bajo las acciones correspondientes con una precisión adecuada para los objetivos del cálculo.

(3) Deberán considerarse con sección no fisurada aquellos elementos que no se espera que vayan a ser cargados por encima del nivel que les causaría, en una sección cualquiera, que la resistencia a tracción del hormigón fuera superada. Aquellos elementos que se espera que se fisuren parcialmente, se comportarán de una manera intermedia entre las condiciones de no fisurado y completamente fisurado. Para los elementos sometidos principalmente a flexión, se establece una predicción adecuada del comportamiento mediante la expresión (7.18):

$$\alpha = \zeta \alpha_{II} + (1 - \zeta) \alpha_I \quad (7.18)$$

donde:

α es el parámetro de deformación considerado que puede ser, por ejemplo, una deformación, una curvatura o un giro (Como simplificación, α puede tomarse como una flecha, véase apartado (6)).

α_I y α_{II} Son los valores del parámetro calculados para una sección no fisurada y para una completamente fisurada, respectivamente.

ζ es un coeficiente de distribución (tiene en cuenta la participación del hormigón traccionado en la sección) y se establece mediante la expresión (7.19):

$$\zeta = 1 - \beta \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \quad (7.19)$$

$\zeta = 0$ para secciones no fisuradas

β es un coeficiente que tiene en cuenta la influencia de la duración de la carga o de la repetición de una carga sobre la deformación media.
 $= 1,0$ en el caso de una carga única de corta duración.
 $= 0,5$ en el caso de una carga prolongada o de un gran número de ciclos de carga.

σ_s es la tensión en la armadura de tracción calculada considerando la sección como fisurada.

σ_{sr} es la tensión en la armadura de tracción calculada considerando la sección como fisurada, bajo las condiciones de carga que causan la primera fisura.

NOTA: σ_{sr}/σ_s puede cambiarse 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 el esfuerzo axial de fisuración.

(4) Las deformaciones debidas a la carga pueden evaluarse utilizando la resistencia a tracción y el módulo de elasticidad efectivo del hormigón (véase (5)).

La Tabla A19.3.1 indica el rango de valores probables para la resistencia a tracción. Como regla general, la mejor estimación del comportamiento se obtendrá si se utiliza f_{ctm} . En el caso de que pueda demostrarse que no existen tensiones de tracción por esfuerzos axiales (por ejemplo causadas por la retracción o los efectos térmicos), se podrá utilizar la resistencia a tracción por flexión $f_{ctm,fl}$ (véase el apartado 3.1.8).

(5) En el caso de cargas con una duración suficiente como para dar lugar a la aparición del fenómeno de fluencia, la deformación total, incluida la de fluencia, puede calcularse mediante la utilización de un módulo de elasticidad efectivo del hormigón, de acuerdo con la expresión (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 para la carga y el intervalo de tiempo considerados (véase el apartado 3.1.4).

(6) La curvatura debida a la retracción puede evaluarse utilizando la expresión (7.21):

$$\frac{1}{r_{cs}} = \varepsilon_{cs} \alpha_e \frac{S}{I} \quad (7.21)$$

donde:

$\frac{1}{r_{cs}}$ es la curvatura debida a la retracción,

ε_{cs} es la deformación libre de retracción (véase el apartado 3.1.4),

S es el momento estático de la sección de armadura respecto al centro de gravedad de la sección,

I es el momento de inercia de la sección,

α_e es el coeficiente de homogeneización efectivo, $\alpha_e = E_s/E_{c,eff}$.

S e I deberán calcularse para la sección no fisurada y para la sección completamente fisurada. La estimación de la curvatura final se realizará mediante la expresión (7.18).

(7) El método más riguroso para la evaluación de las flechas, utilizando el método establecido en (3), consiste en calcular la curvatura en un gran número de secciones a lo largo de la estructura, para posteriormente calcular la deformación por integración numérica. En la mayoría de los casos, se acepta la realización del cálculo de la deformación dos veces, el primero suponiendo el elemento sin fisurar y el segundo suponiendo el elemento completamente fisurado, para posteriormente interpolar utilizando la expresión (7.18).

NOTA: En el caso de utilizar métodos simplificados para el cálculo de las deformaciones, deberán partir de la base de las propiedades establecidas en este anejo, además de estar justificados mediante ensayos.

8 Detalles de armado para armaduras pasivas y activas. Generalidades

8.1 Generalidades

(1) Las reglas establecidas en este apartado se aplican a la armadura de barras corrugadas, mallas electrosoldadas y armaduras de pretensado sometidas principalmente a cargas estáticas. Son aplicables a edificios y puentes convencionales, pero pueden no ser suficientes para:

- Elementos sometidos a cargas dinámicas de origen sísmico, o provocadas por la vibración de máquinas, o por cargas de impacto.
- Elementos que incorporan recubrimientos especiales de pinturas, epoxi o galvanizados.

Se establecen reglas adicionales para barras de gran diámetro.

(2) Deben cumplirse los requisitos de recubrimiento mínimo de hormigón (véase apartado 43.4.1 del Código Estructural).

(3) En el apartado 11 se establecen reglas adicionales para el hormigón con áridos ligeros.

(4) Las reglas para las estructuras sometidas a cargas de fatiga se establecen en el apartado 6.8.

8.2 Separación de las barras

(1) La separación de las barras deberá ser tal que el hormigón pueda ser vertido y compactado correctamente, permitiendo desarrollar una adherencia adecuada.

(2) La distancia libre (horizontal y vertical) entre barras paralelas, o entre capas horizontales de barras paralelas, debe ser mayor o igual al máximo de los valores de k_1 veces el diámetro de la barra, $(d_g + k_2 \text{ mm})$, o 20 mm, donde d_g es el tamaño máximo del árido, $k_1 = 1$ y $k_2 = 5 \text{ mm}$.

(3) En el caso de que las barras se dispongan en capas horizontales separadas, las barras de cada capa deben disponerse en la misma vertical que las barras del resto de capas, de forma que exista espacio suficiente entre las columnas de barras resultantes. De esta forma, se permitirá el correcto acceso de los vibradores y la realización de una buena compactación del hormigón.

(4) Debe permitirse que las barras solapadas se toquen, una contra la otra, en la longitud de solape. Para más detalles véase el apartado 8.7.

8.3 Diámetros de mandril admisibles para el doblado de barras

Se adoptará lo establecido en el apartado 49.3.4 del Código Estructural, así como las siguientes cláusulas.

(1) El diámetro mínimo para el cual se puede doblar una barra debe ser tal que evite las fisuras de flexión en la barra, así como que evite el fallo del hormigón situado en la parte curvada de la barra.

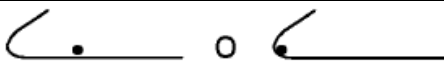
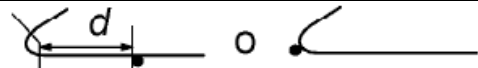
(2) Para evitar daños en la armadura, el diámetro para el cual se puede doblar una barra (diámetro del mandril) no deberá ser inferior a $\phi_{m,min}$. Con carácter general, se adoptan los valores indicados en la siguiente tabla:

Tabla A19.8.1. Diámetros mínimos de doblado

Para barras y alambres

Diámetro de la barra, en mm	Diámetro mínimo para patillas, ganchos y ganchos en U
$\phi \leq 16$	4ϕ
$\phi > 16$	7ϕ

para armadura soldada y doblada y mallazo soldado doblado después de la soldadura

Diámetro mínimo	
	
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 a la norma UNE-EN ISO 17660	

(3) No será necesario comprobar el diámetro del mandril si, para evitar el fallo del hormigón, se cumplen las siguientes condiciones:

- El anclaje de la barra no requiere una longitud mayor que 5ϕ tras el final de la patilla, o bien la barra no está dispuesta en el borde (plano de la patilla próximo al paramento) y existe una barra transversal con un diámetro $\geq \phi$ dentro de la patilla;
- El diámetro del mandril es mayor o igual a los valores recomendados en la Tabla A19.8.1N.

Por otro lado, el diámetro del mandril $\phi_{m,min}$ deberá incrementarse de acuerdo con la expresión (8.1):

$$\phi_{m,min} \geq F_{bt} \left((1/a_b) + 1/(2\phi) \right) / f_{cd} \quad (8.1)$$

donde:

F_{bt} es la fuerza de tracción procedente de las cargas últimas, en una barra o grupos de barras en contacto, en el inicio de una patilla

a_b para una barra dada (o grupos de barras en contacto), es la mitad de la distancia entre los centros de las barras (o grupos de barras), de forma perpendicular al plano de la patilla. Para una barra o grupo de barras adyacente al paramento de un elemento, a_b puede tomarse igual al recubrimiento sumándole $\phi/2$.

El valor de f_{cd} no deberá ser superior al valor correspondiente para un hormigón de f_{ck} 55 N/mm².

8.4 Anclaje de la armadura longitudinal

8.4.1 Generalidades

(3) Las patillas y los ganchos no son colaboradores con los anclajes de las barras comprimidas.

(4) Se debe prevenir el fallo del hormigón en las patillas mediante el cumplimiento de 8.3 (3).

(5) En el caso de utilizar dispositivos mecánicos, los requisitos de los ensayos deben estar de acuerdo con la norma del producto o con la Evaluación Técnica Europea correspondiente.

(6) Para la transmisión de los esfuerzos de pretensado al hormigón véase el apartado 8.10.

8.4.2 Tensión última de adherencia

(1) La resistencia última adherente deberá ser suficiente para evitar el fallo 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 a tracción del hormigón de acuerdo con 3.1.6 (2)P. Debido al aumento de la fragilidad del hormigón conforme crece la resistencia, $f_{ctk,0,05}$ deberá limitarse al valor correspondiente a un hormigón de f_{ck} 60 N/mm², a menos que pueda comprobarse que la resistencia de adherencia media aumenta, pasando por encima de este límite.

η_1 es un coeficiente relacionado con las condiciones de adherencia y la posición de la barra durante el hormigonado (véase la Figura A19.8.2):

$\eta_1 = 1,0$ cuando se tiene condiciones “buenas” de adherencia,

$\eta_1 = 0,7$ para el resto de casos y para las barras de los elementos estructurales ejecutados mediante encofrados deslizantes, a menos que se pueda demostrar que las condiciones de adherencia sean “buenas”.

η_2 es un coeficiente relacionado con el diámetro de la barra:

$\eta_2 = 1,0$ para $\phi \leq 32 \text{ mm}$,

$\eta_2 = (132 - \phi)/100$ para $\phi > 32 \text{ mm}$.

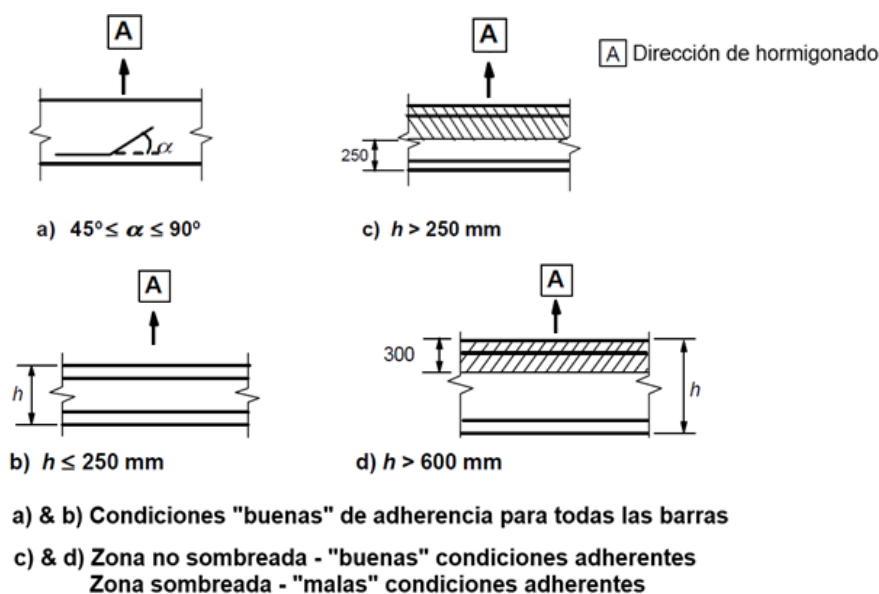


Figura A19.8.2: Descripción de las condiciones de adherencia

8.4.3 Longitud básica de anclaje

(1) El cálculo de la longitud de anclaje requerida deberá considerar el tipo de acero y las propiedades adherentes de las barras.

(2) Suponiendo una tensión de adherencia constante igual a f_{bd} , la longitud básica de anclaje, $l_{b,rqd}$, necesaria para anclar la fuerza $A_s \sigma_{sd}$ en la barra recta se establece mediante:

$$l_{b,rqd} = (\phi/4)(\sigma_{sd}/f_{bd}) \quad (8.3)$$

donde σ_{sd} es la tensión de cálculo de la barra en la sección desde la que se mide el anclaje.

Los valores de f_{bd} se establecen en 8.4.2.

(3) Para las patillas, la longitud básica de anclaje necesaria, $l_{b,rqd}$, y la longitud de cálculo, l_{bd} , debe medirse a lo largo del eje central de la barra (véase la Figura A19.8.1a).

(4) En el caso de mallas soldadas formadas por pares de alambres o barras, se debe cambiar el diámetro de la expresión (8.3) por el diámetro equivalente $\phi_n = \phi\sqrt{2}$.

8.4.4 Longitud de anclaje de cálculo

(1) La longitud de anclaje de cálculo, l_{bd} , será:

$$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,rqd} \geq l_{b,min} \quad (8.4)$$

donde α_1 , α_2 , α_3 , α_4 y α_5 son coeficientes establecidos en la Tabla A19.8.2:

α_1 es un coeficiente que tiene en cuenta el efecto de la forma de las barras suponiendo un recubrimiento adecuado (véase la Figura A19.8.1).

α_2 es un coeficiente que tiene en cuenta el efecto del recubrimiento mínimo de hormigón (véase la Figura A19.8.3).

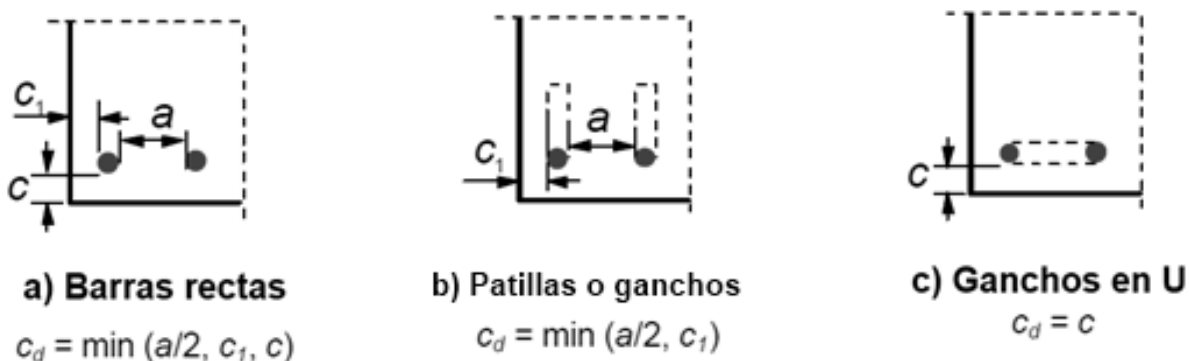


Figura A19.8.3: Valores de c_d para vigas y losas α_3 es un coeficiente que tiene en cuenta el efecto del confinamiento por parte de la armadura transversal.

α_4 es un coeficiente que tiene en cuenta la influencia de una o más barras transversales soldadas ($\phi_t > 0,6\phi$) a lo largo de la longitud de anclaje de cálculo l_{bd} (véase también 8.6).

α_5 es un coeficiente que tiene en cuenta el efecto de la presión perpendicular al plano de rotura, a lo largo de la longitud de anclaje de cálculo.

$$\text{El producto } \alpha_2 \alpha_3 \alpha_5 \geq 0,7 \quad (8.5)$$

$l_{b,rqd}$ se toma a partir de la expresión (8.3).

$l_{b,min}$ es la longitud mínima de anclaje en el caso de no aplicarse otra limitación:

-Para anclajes en tracción, $l_{b,min} \geq \max\{0,3l_{b,rqd}; 10\phi; 100 \text{ mm}\}$.

-Para anclajes en compresión, $l_{b,min} \geq \max\{0,6l_{b,rqd}; 10\phi; 100 \text{ mm}\}$.

(2) Una alternativa simplificada a 8.4.4 (1) consiste en considerar que el anclaje de las barras traccionadas, según las imágenes de la Figura A19.8.1, puede asegurarse mediante la disposición de una longitud de anclaje equivalente, $l_{b,eq}$, que se define en esta figura y puede tomarse como:

- $\alpha_1 l_{b,rqd}$ para las imágenes mostradas en las Figuras A19.8.1b, 8.1c, 8.1d (véase la Tabla A19.8.2 para los valores de α_1).
- $\alpha_4 l_{b,rqd}$ para las imágenes mostradas en la Figura A19.8.1e (véase la Tabla A19.8.2 para los valores de α_4).

donde:

α_1 y α_4 están definidos en (1),

$l_{b,rqd}$ se calcula mediante la expresión (8.3).

Tabla A19.8.2: Valores de los coeficientes α_1 , α_2 , α_3 , α_4 y α_5 .

Factor de influencia	Tipo de anclaje	Barra de armadura	
		Traccionada	Comprimida
Forma de las barras	Prolongación recta	$\alpha_1 = 1,0$	$\alpha_1 = 1,0$
	Otras distintas de la prolongación recta (véase la Figura A19.8.1 (b), (c) y (d))	$\alpha_1 = 0,7$ si $c_d > 3\phi$, de lo contrario, $\alpha_1 = 1,0$ (véase Figura A19.8.3 para valores de c_d)	$\alpha_1 = 1,0$
Recubrimiento de hormigón	Prolongación recta	$\alpha_2 = 1 - 0,15 (c_d - \phi)/\phi$ $0,7 \leq \alpha_2 \leq 1,0$	$\alpha_2 = 1,0$
	Otras distintas de la prolongación recta (véase la Figura A19.8.1 (b), (c) y (d))	$\alpha_2 = 1 - 0,15 (c_d - 3\phi)/\phi$ $0,7 \leq \alpha_2 \leq 1,0$ (véase Figura A19.8.3 para valores de c_d)	$\alpha_2 = 1,0$
Confinamiento debido a armadura transversal no soldada a la armadura principal	Todos los tipos	$\alpha_3 = 1 - K\lambda$ $0,7 \leq \alpha_3 \leq 1,0$	$\alpha_3 = 1,0$
Confinamiento debido a armadura transversal soldada*	Todos los tipos, la posición y el tamaño se especifican en la Figura A19.8.1 (e)	$\alpha_4 = 0,7$	$\alpha_4 = 0,7$
Confinamiento debido a la presión transversal	Todos los tipos	$\alpha_5 = 1 - 0,04p$ $0,7 \leq \alpha_5 \leq 1,0$	-

donde:

$$\lambda = (\sum A_{st} - \sum A_{st,min})/A_s$$

$\sum A_{st}$ área de la sección de armadura transversal a lo largo de la longitud de anclaje de cálculo l_{bd} .

$\sum A_{st,min}$ área de la armadura transversal mínima. Para vigas y losas será igual a $0,25A_s$.

A_s área de una barra individual anclada de diámetro máximo.

K valores mostrados en la Figura A19.8.4.

p presión transversal [MPa] para el estado límite último a lo largo de l_{bd} .

*Véase también 8.6: Para apoyos directos l_{bd} puede tomar valores menores que $l_{b,min}$ en el caso de que exista al menos un alambre transversal soldado en el interior del apoyo. Dicho alambre deberá ubicarse al menos a 15 mm desde la cara del apoyo.

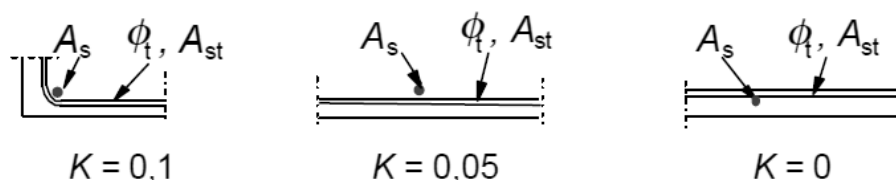


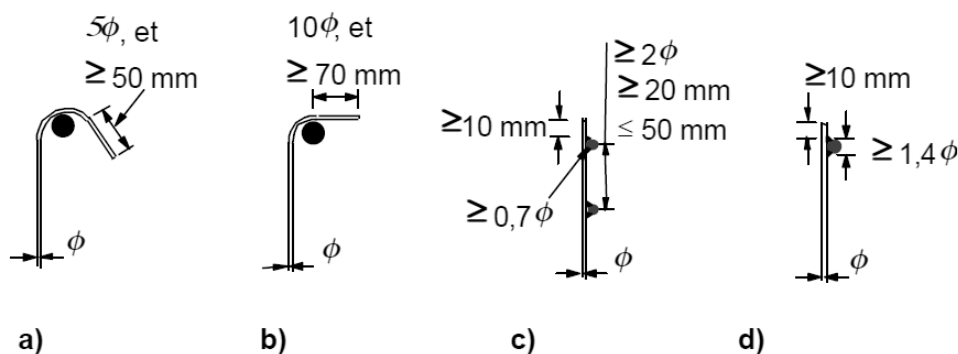
Figura A19.8.4: Valores de K para vigas y losas

8.5 Anclaje de las armaduras de cortante y otras armaduras transversales

(1) Habitualmente, el anclaje de las armaduras de cortante y otras armaduras transversales debe realizarse mediante patillas y ganchos, o mediante armadura transversal soldada. Debe disponerse una barra dentro del gancho o patilla.

(2) El anclaje debe cumplir con lo establecido en la Figura A19.8.5. Las soldaduras deben ejecutarse teniendo en cuenta UNE-EN ISO 17660, además de presentar una capacidad de soldadura conforme a lo establecido en el apartado 8.6 (2).

NOTA: Para la definición de los ángulos de doblado véase la Figura A19.8.1.



NOTA: Para c) y d) el recubrimiento no deberá ser inferior a tres veces el diámetro, o no inferior a 50 mm.

Figura A19.8.5: Anclaje de las armaduras transversales

8.6 Anclaje mediante barras soldadas

(1) Además de los anclajes indicados en los apartados 8.4 y 8.5, se puede realizar un anclaje mediante la utilización de barras transversales soldadas (véase la Figura A19.8.6) apoyadas en el hormigón. Se deberá demostrar que la calidad de las uniones soldadas es la adecuada.

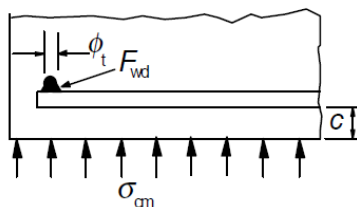


Figura A19.8.6: Barra transversal soldada utilizada como dispositivo de anclaje

(2) La capacidad de anclaje de una barra transversal (con un diámetro comprendido entre 14 mm y 32 mm), soldada en la cara interior de la barra principal, será F_{btd} . Por ello, en la expresión (8.3) se podrá reducir σ_{sd} mediante F_{btd}/A_s , donde A_s es el área de la sección de la barra y F_{btd} se define mediante la expresión (8.8).

$$F_{btd} = l_{td} \phi_t \sigma_{td} \text{ sin superar el valor de } F_{wd}. \quad (8.8)$$

donde:

F_{wd} es el valor de cálculo de la resistencia a cortante de la soldadura (definido como $A_s f_{yd}$ multiplicado por un coeficiente, por ejemplo $0,5 A_s f_{yd}$, donde A_s es el área de la sección de la barra anclada y f_{yd} es el límite de elasticidad de cálculo).

l_{td} es la longitud de cálculo de la barra transversal: $l_{td} = 1,16 \phi_t (f_{yd}/\sigma_{td})^{0,5} \leq l_t$.

l_t es la longitud de la barra transversal. No deberá ser mayor que la separación de las barras que van a anclarse.

σ_{td} es la tensión del hormigón; $\sigma_{td} = (f_{ctd} + \sigma_{cm})/y \leq 3f_{cd}$.

σ_{cm} es la tensión de compresión en el hormigón perpendicular a las dos barras (valor medio, tomando la compresión positiva).

y se trata de una función: $y = 0,015 + 0,14e^{(-0,18x)}$.

x se trata de una función que tiene en cuenta la geometría: $x = 2(c/\phi_t) + 1$

c es el recubrimiento de hormigón perpendicular a las dos barras.

(3) Si dos barras del mismo diámetro se sueldan, cada una en un lado opuesto de la barra que va a ser anclada, la capacidad calculada en 8.6 (2) puede duplicarse siempre que el recubrimiento de la barra exterior cumpla lo establecido en el Capítulo 9 del Código Estructural.

(4) Si se sueldan dos barras en el mismo lado, con una separación de 3ϕ , la capacidad de anclaje debe multiplicarse por un coeficiente de valor 1,41.

(5) Para barras de diámetro nominal menor o igual a 12 mm, la capacidad de anclaje de la barra transversal soldada depende principalmente de la resistencia de cálculo de la unión soldada. Esta se podrá calcular mediante la siguiente expresión:

$$F_{btd} = F_{wd} \leq 16 A_s f_{cd} \phi_t / \phi_l \quad (8.9)$$

donde:

F_{wd} es la resistencia de cálculo a cortante de la soldadura (véase 8.6 (2)),

ϕ_t es el diámetro nominal de la barra transversal: $\phi_t \leq 12 \text{ mm}$,

ϕ_l es el diámetro nominal de la barra que se va a anclar: $\phi_l \leq 12 \text{ mm}$.

En el caso de utilizar dos barras transversales soldadas con una separación mínima de ϕ_t , se debe multiplicar la capacidad de anclaje (establecida mediante la expresión (8.9)) por un coeficiente igual a 1,41.

8.7 Solapes y empalmes mecánicos

8.7.1 Generalidades

(1) Los esfuerzos se transmiten de una barra a otra mediante:

- solape de barras, con o sin patillas o ganchos;
- soldaduras;
- dispositivos mecánicos que aseguran la transferencia de la carga en tracción y compresión, o únicamente en compresión.

8.7.2 Solapes

(1) La definición de los detalles de proyecto de los solapes de las barras deberán ser tales que:

- Se asegure la transmisión de esfuerzos de una barra a otra;
- no se produzca el desconchamiento del hormigón en las zonas próximas a las uniones.
- no se produzcan grandes fisuras que puedan afectar al comportamiento de la estructura.

(2) Habitualmente los solapes deben:

- estar escalonados entre las barras y no estar localizados en las zonas de solicitaciones elevadas (por ejemplo, en rótulas plásticas). Las excepciones se establecen en el apartado (4) posterior;
- estar dispuestos de forma simétrica en cualquier sección.

(3) La disposición de las barras solapadas debe ser tal que cumpla lo establecido en la Figura A19.8.7:

- la distancia libre entre barras solapadas no debe ser mayor que 4ϕ , de acuerdo a lo establecido en el apartado 49.5.2.2 del Código Estructural. Si no se cumple esta condición, la longitud de solape deberá incrementarse en una longitud igual a la distancia libre entre barras;
- la distancia longitudinal entre dos solapes adyacentes no deberá ser inferior a 0,3 veces la longitud de solape, l_0 ;
- en el caso de dos solapes adyacentes, la distancia libre entre las barras adyacentes no deberá ser inferior a 2ϕ o 20 mm .

(4) Cuando las disposiciones cumplan con lo establecido en (3), la proporción de barras solapadas traccionadas admisible puede ser del 100% en el caso de que las barras se encuentren en una capa. Si las barras están dispuestas en varias capas, esta proporción se tendrá que reducir al 50 %.

Todas las barras comprimidas y la armadura secundaria (de distribución) pueden solaparse en una sección.

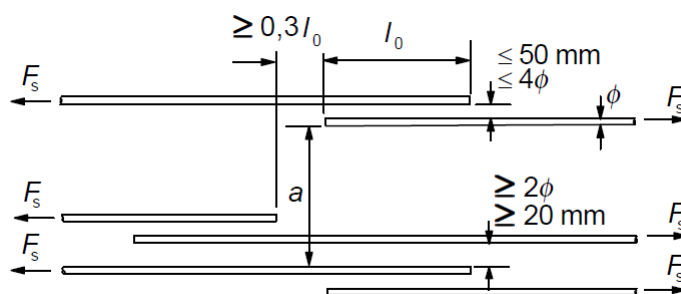


Figura A19.8.7: Solapes adyacentes

8.7.3 Longitud de solape

(1) La longitud de solape de cálculo será:

$$l_0 = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_5 \alpha_6 l_{b,rqd} \geq l_{0,min} \quad (8.10)$$

donde:

$l_{b,rqd}$ se calcula mediante la expresión (8.3);

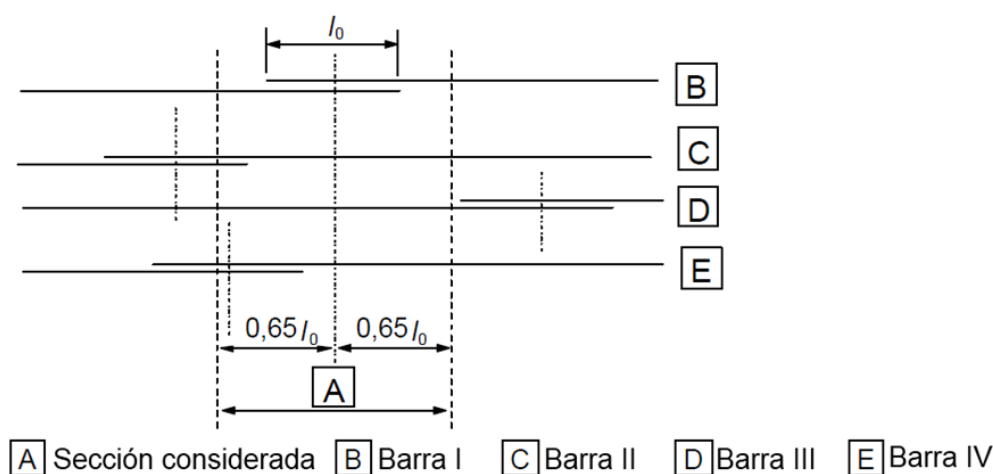
$$l_{0,min} \geq \max\{0,3 \alpha_6 l_{b,rqd}; 15\phi; 200 \text{ mm}\} \quad (8.11)$$

Los valores de α_1 , α_2 , α_3 y α_5 pueden tomarse de la Tabla A19.8.2; sin embargo, para el cálculo de α_3 , se tomará $\sum A_{st,min} = 1,0 A_s (\sigma_{sd}/f_{yd})$, donde A_s es el área de la barra solapada.

$\alpha_6 = (\rho_1/25)^{0,5}$ (siempre dentro del intervalo comprendido entre 1,0 y 1,5), donde ρ_1 es el porcentaje de armadura solapada en una longitud igual o inferior a $0,65 l_0$ desde el centro de la longitud de solape considerada (véase la Figura A19.8.8). Los valores de α_6 se establecen en la Tabla A19.8.3.

Tabla A19.8.3: Valores del coeficiente α_6 .

Porcentaje de barras solapadas con respecto al total del área de la sección, ρ_1	< 25%	33%	50%	> 50%
α_6	1	1,15	1,4	1,5
NOTA: Los valores intermedios podrán determinarse mediante interpolación.				



Ejemplo: Las barras II y III están fuera de la sección considerada: $\rho_l = 50\%$ y $\alpha_s = 1,4$

Figura A19.8.8: Porcentaje de barras solapadas en una sección respecto al total de barras

8.7.4 Armadura transversal en la zona de solape

8.7.4.1 Armadura transversal para barras sometidas a tracción

- (1) Para resistir los esfuerzos transversales de tracción, será necesaria la disposición de una armadura transversal en la zona de solape.
- (2) En el caso de que el diámetro, ϕ , de las barras solapadas sea inferior a 20 mm, o el porcentaje de barras solapadas en alguna sección sea inferior al 25 %, se considerará, sin más justificaciones, que cualquier armadura transversal necesaria por otras razones podrá ser suficiente para equilibrar los esfuerzos transversales de tracción.
- (3) En el caso de que el diámetro, ϕ , de las barras solapadas sea mayor o igual a 20 mm, la armadura transversal debe tener un área total A_{st} (suma de todas las ramas paralelas a la capa empalmada de la armadura), no inferior al área A_s de la barra solapada ($\sum A_{st} \geq 1,0 A_s$). Las barras transversales deben disponerse de forma perpendicular a la dirección de la armadura solapada.

Si más del 50% de la armadura está solapada en un punto y la distancia a entre los solapes adyacentes en una sección es $\leq 10\phi$ (véase la Figura A19.8.7), la armadura transversal debe estar formada por cercos o barras en U ancladas en la sección.

- (4) Se deben disponer las armaduras transversales previstas en (3) en las secciones extremas del solape, tal y como se muestra en la Figura A19.8.9 (a).

8.7.4.2 Armadura transversal para barras sometidas permanentemente a compresión

- (1) Además de las reglas para las barras traccionadas, debe disponerse una barra transversal fuera de la longitud del solape y en cada uno de sus lados, a una distancia inferior a 4ϕ de los extremos de dicha longitud (Figura A19.8.9b).

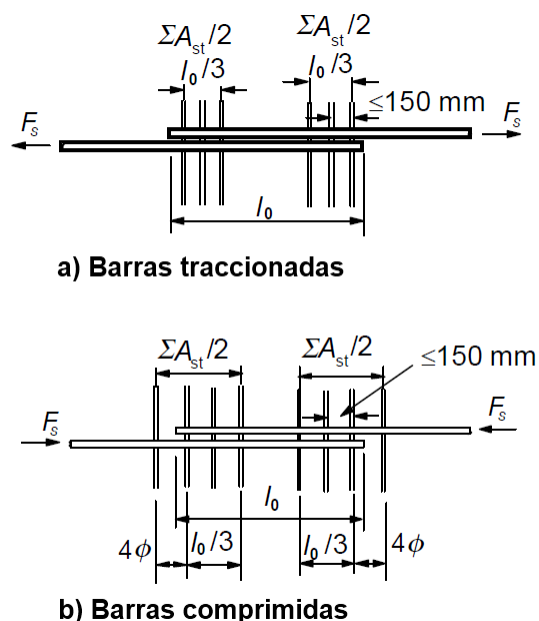


Figura A19.8.9: Armadura transversal para uniones solapadas

8.7.5 Solapes para mallas electrosoldadas

8.7.5.1 Solape de la armadura principal

(1) Los solapes pueden realizarse mediante mallas acopladas o mediante mallas superpuestas (Figura A19.8.10).

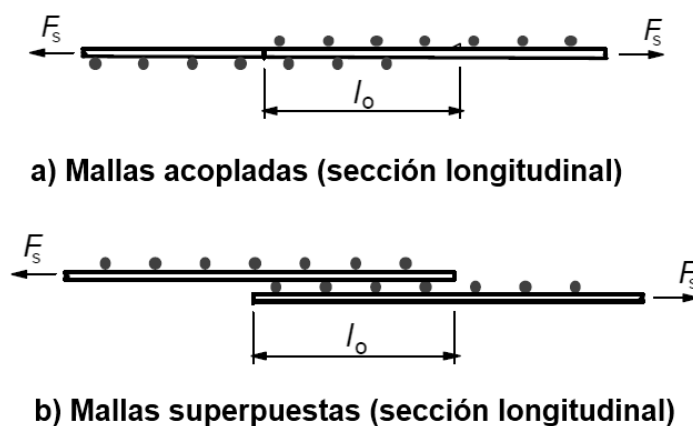


Figura A19.8.10: Solape de mallas electrosoldadas

(2) Se debe emplear la disposición de mallas acopladas en el caso de que existan cargas de fatiga.

(3) Para mallas acopladas, las disposiciones de solape relativas a las barras longitudinales principales deben ajustarse a lo establecido en 8.7.2. Se ignorará cualquier efecto favorable de las barras transversales, tomando así $\alpha_3 = 1,0$.

(4) Para mallas superpuestas, los solapes de la armadura principal deben estar generalmente situados en zonas en las que las tensiones calculadas en la armadura, para el estado límite último, no sean superiores al 80% de la resistencia de cálculo.

(5) En el caso de que la condición (4) anterior no se cumpla, el canto útil del acero para el cálculo de la resistencia a flexión, de acuerdo con 6.1, debe aplicarse a la capa más alejada de la cara traccionada. Además, cuando se lleve a cabo la comprobación de la fisuración en las zonas cercanas al extremo del solape, la tensión del acero utilizada en las Tablas A19.7.2 y A19.7.3 deberá incrementarse en un 25 %, debido a la discontinuidad en dichos extremos.

(6) El porcentaje de la armadura principal, que puede solaparse en una sección cualquiera, debe cumplir con lo siguiente:

Para mallas acopladas, se pueden aplicar los valores establecidos en la Tabla A19.8.3.

Para mallas superpuestas, el porcentaje admisible de la armadura principal que puede solaparse en una sección cualquiera, dependerá del área específica de la sección de la malla soldada dispuesta $(A_s/s)_{prov}$, donde s es la separación de las barras de la malla:

- 100% si $(A_s/s)_{prov} \leq 1200 \text{ mm}^2/m$,
- 60% si $(A_s/s)_{prov} > 1200 \text{ mm}^2/m$.

Para el caso de múltiples capas, la distancia entre las uniones deberá ser al menos $1,3l_0$ (l_0 se determina mediante 8.7.3).

(7) No será necesaria la utilización de armadura transversal adicional en zona del solape.

8.7.5.2 Solape de armadura secundaria o de distribución

(1) Toda la armadura secundaria debe solaparse en el mismo punto.

Los valores mínimos para la longitud de solape l_0 se establecen en la Tabla A19.8.4. En el caso de dos barras de armadura secundaria, esta longitud de solape deberá ser suficiente como para poder englobar, al menos, dos barras de la armadura principal.

Tabla A19.8.4: Longitudes de solape requeridas para los alambres secundarios de las mallas.

Diámetro de los alambres secundarios (mm)	Longitudes de solape
$\phi \leq 6$	$\geq 150 \text{ mm}$; al menos 1 hueco de malla (2 soldaduras) en la longitud de solape
$6 < \phi \leq 8,5$	$\geq 250 \text{ mm}$; al menos 2 huecos de malla (3 soldaduras)
$8,5 < \phi \leq 12$	$\geq 350 \text{ mm}$; al menos 2 huecos de malla (3 soldaduras)

8.8 Reglas adicionales para barras de gran diámetro

(1) En el caso de utilizar barras con un diámetro superior a $\phi_{large} = 32 \text{ mm}$, las reglas que se establecen en los siguientes apartados sustituyen a las establecidas en los apartados 8.4 y 8.7.

(2) Cuando se utilicen barras de gran diámetro, el control de la fisuración puede realizarse mediante la utilización de la armadura de piel (véase el apartado 9.2.4) o mediante el cálculo (véase el apartado 7.3.4).

(3) En el caso de utilizar barras de gran diámetro, los esfuerzos de rotura del recubrimiento y el efecto pasador serán mayores. Estas barras deberán anclarse mediante dispositivos mecánicos. Como alternativa, podrán anclarse mediante barras rectas, pero deberán disponerse cercos a modo de armadura de confinamiento.

(4) Generalmente, no se deben realizar uniones por solape con dos barras de gran diámetro, salvo en los casos en los que las secciones cuya dimensión mínima sea $1,0 \text{ m}$, o si la tensión en la armadura no supera el 80% de la resistencia última de cálculo.

(5) En las zonas de anclaje en las que no exista compresión transversal, debe disponerse una armadura transversal adicional a la de cortante.

(6) Para longitudes rectas de anclaje (véase la Figura A19.8.11 para la notación utilizada), la armadura adicional prevista en el apartado (5) no debe ser inferior a las siguientes:

- En la dirección paralela a la cara traccionada:

$$A_{sh} = 0,25A_s n_1 \quad (8.12)$$

- En la dirección perpendicular a la cara traccionada:

$$A_{sv} = 0,25A_s n_2 \quad (8.13)$$

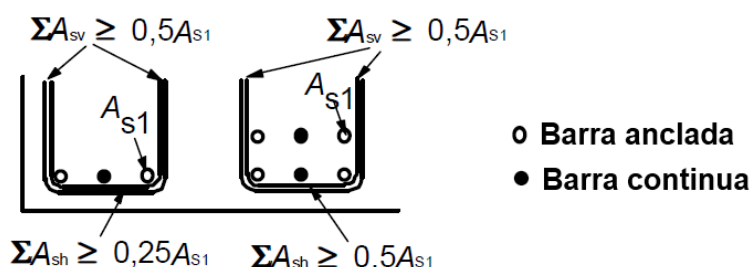
donde:

A_s es el área de la sección de la armadura 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 debe distribuirse de forma uniforme en la zona del anclaje. Además la separación de las barras no debe ser superior a 5 veces el diámetro de la armadura longitudinal.



Ejemplo: En el caso de la izquierda $n_1 = 1$, $n_2 = 2$; en el caso de la derecha $n_1 = 2$, $n_2 = 2$

Figura A19.8.11: Armadura adicional en un anclaje para barras de gran diámetro en ausencia de compresión transversal

(8) En el caso de armaduras de piel se aplica lo establecido en el apartado 9.2.4, pero el área de esta armadura no debe ser inferior a $0,01 A_{ct,ext}$ en la dirección perpendicular a las barras de gran diámetro; y $0,02 A_{ct,ext}$ en la dirección paralela a estas barras.

8.9 Barras agrupadas

8.9.1 Generalidades

1) A menos que se indique lo contrario, las reglas para barras aisladas también son de aplicación para grupos de barras. En un grupo, todas las barras deben tener las mismas características (tipo y calidad). Las barras de distintos tamaños podrán agruparse siempre que la relación entre los diámetros no supere el valor 1,7.

(2) En el cálculo, los grupos son reemplazados por una barra teórica con la misma área y el mismo centro de gravedad que el conjunto de barras. El diámetro equivalente, ϕ_n , de esta barra teórica debe ser tal que cumpla:

$$\phi_n = \phi \sqrt{n_b} \leq 55 \text{ mm} \quad (8.14)$$

donde:

n_b es el número de barras del grupo, que estará limitado a:

$n_b \leq 4$ para barras verticales comprimidas y barras en una unión por solape,

$n_b \leq 3$ para el resto de casos.

(3) Para un grupo se aplicarán las reglas establecidas en el apartado 8.2 sobre la separación de las barras. Deberá utilizarse el diámetro equivalente, ϕ_n , midiendo la distancia libre entre los grupos desde el contorno real exterior del conjunto de barras. El recubrimiento de hormigón tendrá que medirse igualmente desde el contorno real exterior de los grupos y no ser inferior a ϕ_n .

(4) Si dos barras en contacto se disponen una encima de la otra, bajo unas condiciones de adherencia “buenas”, dichas barras no serán consideradas como un grupo.

8.9.2 Anclaje de grupos de barras

(1) Los grupos de barras sometidas a tracción pueden reducirse sobre los apoyos extremos e intermedios. Aquellos con un diámetro equivalente $< 32 \text{ mm}$ pueden reducirse cerca de un soporte, sin necesidad de llevar a cabo una transición de las barras. Los conjuntos con un diámetro equivalente $\geq 32 \text{ mm}$, que están anclados cerca de un soporte, deben disponerse con una transición de las barras como la mostrada en la Figura A19.8.12.

(2) En el caso de barras aisladas, ancladas y con una longitud de transición superior a $1,3l_{b,rqd}$ (donde $l_{b,rqd}$ se determina a partir del diámetro de la barra), se podrá utilizar el diámetro de la barra para la obtención de l_{bd} (véase la Figura A19.8.12). Si las condiciones anteriormente descritas no son suficientes, se deberá utilizar el diámetro equivalente del grupo, ϕ_n .

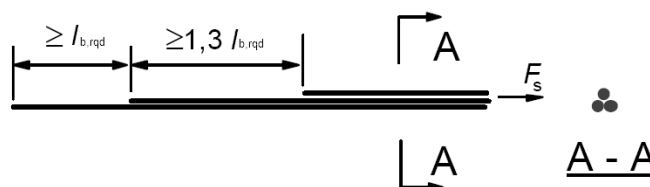


Figura A19.8.12: Anclaje de barras escalonadas de un grupo con una longitud de transición importante

(3) No será necesaria la transición de los grupos de barras para el caso de anclajes comprimidos. Para aquellos grupos cuyo diámetro equivalente sea $\geq 32 \text{ mm}$, se deberán disponer al menos cuatro cercos con un diámetro $\geq 12 \text{ mm}$, en el extremo final del grupo. Deberá disponerse un cerco adicional justo después del final de la transición de barras.

8.9.3 Solape de grupos de barras

(1) La longitud de solape debe calcularse de acuerdo con 8.7.3, utilizando ϕ_n (a partir de 8.9.1 (2)) como el diámetro equivalente de la barra.

(2) Para grupos de dos barras con diámetro equivalente $< 32 \text{ mm}$, las barras pueden solaparse sin necesidad de escalonar barras. En este caso, deberá utilizarse el tamaño de la barra equivalente para el cálculo de l_0 .

(3) Para grupos de dos barras con diámetro equivalente $\geq 32 \text{ mm}$, o de tres barras, se deberán escalonar las barras aisladas en la dirección longitudinal, en una longitud mayor a $1,3l_0$, como se muestra en la Figura A19.8.13, en la que la longitud del solape se calcula a partir del diámetro de una barra aislada. Para este caso, la barra N° 4 se utiliza como barra de solape. Se debe tener especial cuidado a la hora de asegurar que no se dispongan más de cuatro barras en las secciones solapadas. Por otro lado, los grupos de más de tres barras no deberán solaparse.

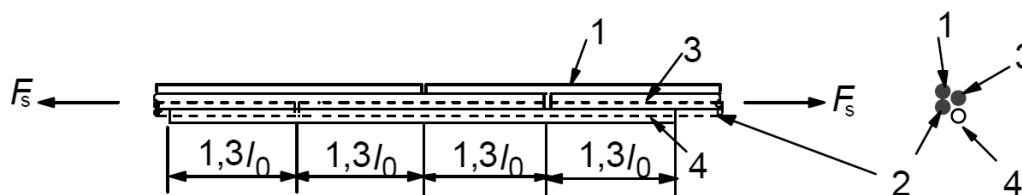


Figura A19.8.13: Unión mediante solape de barras traccionadas, incluyendo una cuarta barra

8.10 Armaduras de pretensado

8.10.1 Disposición de las armaduras de pretensado y de las vainas

8.10.1.1 Generalidades

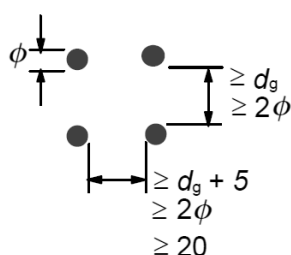
(1) La separación de las vainas de armaduras activas pretesas deberá ser tal que se asegure que el vertido y compactación del hormigón pueda llevarse a cabo correctamente, además de que se pueda conseguir una adherencia suficiente entre el hormigón y la armadura activa.

8.10.1.2 Armadura activa pretesa

(1) La separación mínima de las armaduras activas pretesas aisladas, tanto en horizontal como en vertical, debe estar de acuerdo con lo establecido en la Figura A19.8.14. Se pueden adoptar otras disposiciones siempre que los resultados de los ensayos muestren un comportamiento último satisfactorio en lo que se refiere a:

- el hormigón comprimido en el anclaje,
- el desconchamiento del hormigón,
- el anclaje de la armadura activa pretesa,
- el vertido del hormigón entre las armaduras de pretensado.

También se deberán establecer consideraciones relativas a la durabilidad y al daño por corrosión de la armadura de pretensado en los extremos de los elementos.



NOTA: Donde ϕ es el diámetro del tendón preteso y d_g es el tamaño máximo del árido.

Figura A19.8.14: Distancias libres mínimas entre los tendones de la armadura pretesa

(2) En las zonas de anclaje no debe producirse la agrupación de armaduras activas, a menos que el vertido y compactación del hormigón pueda llevarse a cabo correctamente y se pueda conseguir una adherencia suficiente entre el hormigón y la armadura activa.

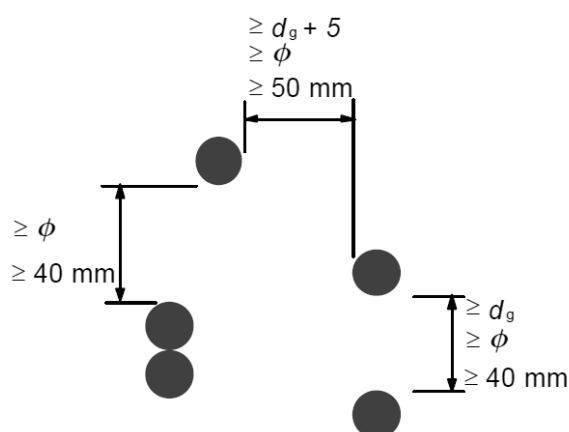
8.10.1.3 Vainas de postesado

(1) Las vainas de la armadura activa postesa deberán situarse y ejecutarse de forma que:

- el hormigón se pueda verter de forma segura sin dañar las vainas,
- el hormigón pueda absorber los esfuerzos de las vainas en las zonas curvas durante y después del tesado,
- no se filtre la lechada en otras vainas durante el proceso de inyección de las mismas.

(2) Las vainas de los elementos postesados no deben agruparse, salvo en el caso de pares de vainas dispuestas en la misma vertical.

(3) La distancia libre mínima entre las vainas deberá cumplir con lo establecido en la Figura A19.8.15.



NOTA: Donde ϕ es el diámetro del tendón posteso y d_g es el tamaño máximo del árido.

Figura A19.8.15: Distancia libre mínima entre vainas

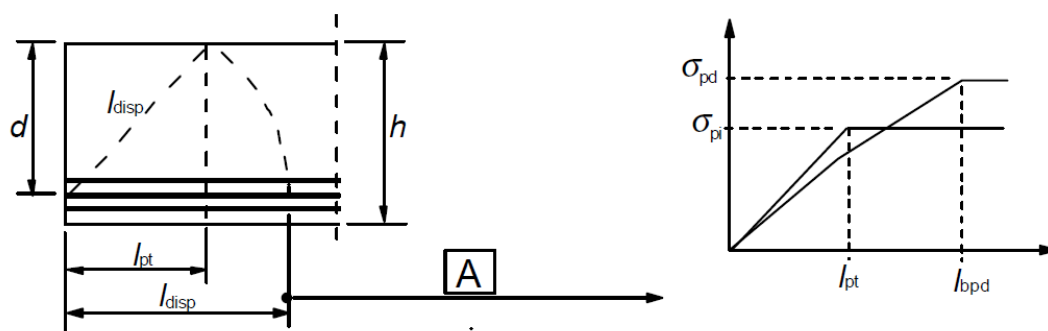
8.10.2 Anclaje de la armadura activa pretesa

Generalidades

(1) En las zonas de anclaje de la armadura activa pretesa, se deben considerar los parámetros de la longitud de anclaje siguientes (véase la Figura A19.8.16):

- a) Longitud de transmisión, l_{pt} , sobre la cual se transmite completamente la fuerza de pretensado (P_0) al hormigón; véase 8.10.2.2 (2).

- b) Longitud de dispersión, l_{disp} , sobre la cual se dispersan las tensiones del hormigón tendiendo a una distribución lineal en la sección de hormigón; véase 8.10.2.2 (4).
- c) Longitud de anclaje, l_{bpd} , es la longitud a partir de la cual la fuerza de la armadura activa, F_{pd} , en estado límite último, se encuentra completamente anclada en el hormigón (véanse 8.10.2.3 (4) y (5)).



A Distribución lineal de tensiones en la sección de un elemento

Figura A19.8.16: Transferencia del pretensado en elementos pretesos; definición de los parámetros de longitud a considerar

Transferencia de los esfuerzos de pretensado

(1) En el momento de transferencia del pretensado, se puede suponer que el pretensado se va a transmitir 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 situación adherente en el momento de la transferencia,

$\eta_{p1} = 2,7$ para alambres grafilados,

$\eta_{p1} = 3,2$ para cordones de 3 y 7 alambres,

$\eta_1 = 1,0$ para condiciones de adherencia “buenas” (véase 8.4.2),

$= 0,7$ para el resto de casos, a menos que pueda justificarse un valor superior con respecto a unas circunstancias particulares de ejecución,

$f_{ctd}(t)$ es la resistencia de cálculo a tracción de un hormigón en el momento de transferencia del pretensado;

$f_{ctd}(t) = \alpha_{ct} \cdot 0,7 \cdot f_{ctm}(t) / \gamma_c$ (véase también 3.1.2 (9) y 3.1.6 (2)P).

NOTA: Podrán emplearse los valores de η_{p1} para otros tipos de armadura activa, distintos de los tratados con anterioridad, siempre que estén respaldados por un Documento de Idoneidad Técnica Europeo.

(2) El valor básico de la longitud de transmisión, l_{pt} , se establece mediante:

$$l_{pt} = \alpha_1 \alpha_2 \phi \sigma_{pm0} / f_{bpt} \quad (8.16)$$

donde:

α_1 = 1,0 para una transmisión del pretensado gradual,

= 1,25 para una transmisión del pretensado instantánea,

α_2 = 0,25 para armaduras activas de sección circular,

= 0,19 para cordones de 3 y 7 alambres,

ϕ es el diámetro nominal del tendón,

σ_{pm0} es la tensión de la armadura activa justo después de la transmisión del pretensado.

(3) El valor de cálculo de la longitud de transmisión debe tomarse igual al valor menos favorable de los siguientes, dependiendo de la situación de cálculo:

$$l_{pt1} = 0,8 l_{pt} \quad (8.17)$$

o

$$l_{pt2} = 1,2 l_{pt} \quad (8.18)$$

NOTA: Habitualmente, se emplea el menor valor para las comprobaciones de tensiones locales en el momento de la transferencia del pretensado. El mayor valor se utiliza para los estados límite últimos (cortante, anclaje, etc.).

(4) Podrá suponerse que las tensiones en el hormigón seguirán una distribución lineal fuera de la longitud de dispersión (véase la Figura A19.8.16):

$$l_{disp} = \sqrt{l_{pt}^2 + d^2} \quad (8.19)$$

(5) Se podrán suponer una composición alternativa del pretensado, si está debidamente justificada y si la longitud de transmisión se modifica en consecuencia.

Anclaje de la armadura activa en el estado límite último

(1) Debe comprobarse el anclaje de las armaduras activas en las secciones en las que la tensión de tracción del hormigón supere $f_{ctk,0,05}$. El esfuerzo de la armadura activa debe calcularse suponiendo una sección fisurada, incluyendo el efecto del cortante de acuerdo con 6.2.3 (7); véase también 9.2.1.3. En el caso de que la tensión de tracción del hormigón sea inferior a $f_{ctk,0,05}$, no será necesaria la comprobación del anclaje.

(2) La resistencia de adherencia del 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 situación adherente en el anclaje,

$\eta_{p2} = 1,4$ para alambres grafilados o

$\eta_{p2} = 1,2$ para cordones de 7 alambres,

η_1 será como se define en 8.10.2.2 (1).

NOTA: Podrán emplearse los valores de η_{p2} para otros tipos de armaduras activas, distintos de los que se han tratado anteriormente, siempre que estén respaldados por un Documento de Idoneidad Técnica Europeo.

(3) Debido al incremento de la fragilidad del hormigón conforme crece la resistencia del hormigón, $f_{ctk,0,05}$ deberá estar limitada por el valor correspondiente a la clase C60/75, a menos que se pueda comprobar que la capacidad de adherencia media se encuentre por encima de este valor límite.

(4) La longitud total de anclaje para anclar la armadura activa sometida a una tensión σ_{pd} será:

$$l_{bpd} = l_{pt2} + \alpha_2 \phi (\sigma_{pd} - \sigma_{pm\infty}) / f_{bpd} \quad (8.21)$$

donde:

l_{pt2} es el valor superior de cálculo de la longitud de transmisión, véase 8.10.2.2 (3),

α_2 se define en 8.10.2.2 (2),

σ_{pd} es la tensión de la armadura activa correspondiente al esfuerzo descrito en (1),

$\sigma_{pm\infty}$ es la tensión del pretensado después de todas las pérdidas.

(5) En la Figura A19.8.17 se muestran las tensiones del pretensado en la zona del anclaje.

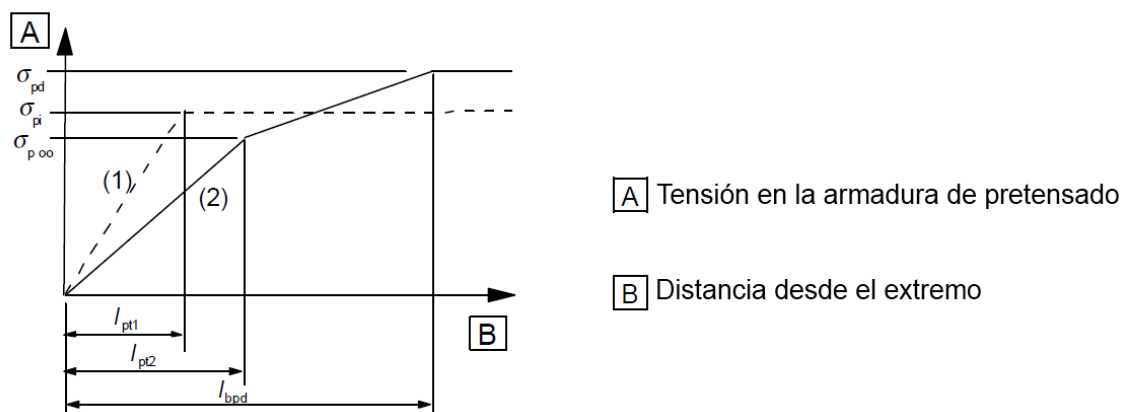


Figura A19.8.17: Tensiones en la zona del anclaje de elementos pretesados: (1) en el momento de transferencia del pretensado, (2) en el estado límite último

(6) En el caso de combinar armaduras pasivas con armaduras activas pretesadas, se podrán sumar las capacidades de anclaje de ambas.

8.10.3 Zonas de anclaje de elementos postesados

(1) El cálculo de las zonas de anclaje debe realizarse de acuerdo con las reglas establecidas en este apartado y las que se recogen en el apartado 6.5.3.

(2) Al considerar los efectos del pretensado como una fuerza concentrada en la zona de anclaje, el valor de cálculo de las armaduras de pretensado debe estar de acuerdo con el apartado 2.4.2.2 (3) y deberá utilizarse el menor valor de la resistencia característica atracción del hormigón.

(3) Las tensiones tras las placas de anclaje deberán comprobarse conforme a la Evaluación Técnica Europea correspondiente.

(4) Los esfuerzos de tracción debidos cargas concentradas deben evaluarse mediante un modelo de bielas y tirantes, o bien a través de otras representaciones adecuadas (véase 6.5). La armadura debe disponerse suponiendo que trabajará con la resistencia de cálculo. Si la tensión en esta armadura está limitada a 300 N/mm^2 , no será necesaria la realización de la comprobación del ancho de fisura.

(5) Para simplificar, se puede admitir que el ángulo de dispersión de la fuerza de pretensado comienza a partir del extremo del dispositivo de anclaje y es igual a 2β , suponiendo $\beta = \arctan 2/3$.

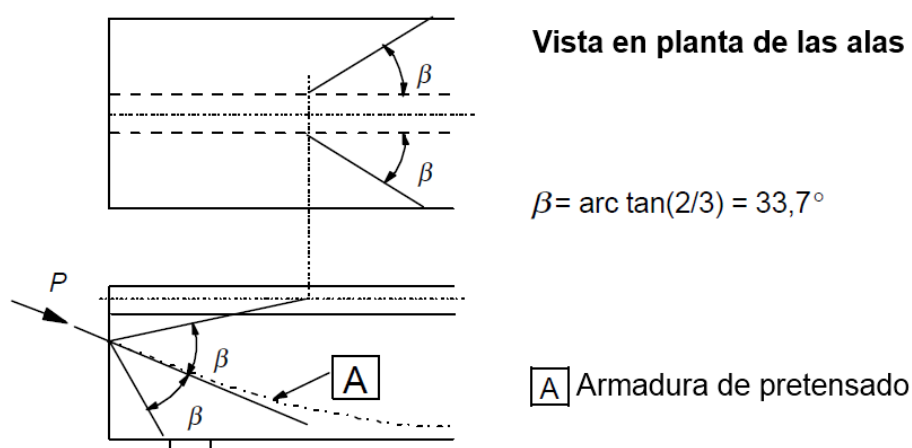


Figura A19.8.18: Dispersión del pretensado

8.10.4 Anclajes y acopladores para armaduras de pretensado

(1) Los dispositivos de anclaje utilizados en las armadura postesas deberán ajustarse a las especificaciones de los dispositivos para el sistema de pretensado utilizado. Las longitudes de anclaje de las armaduras pretesas deberán ser tales que permitan desarrollar la resistencia de cálculo completa de dicha armadura, teniendo en cuenta cualquier efecto de la repetición y las variaciones rápidas de las acciones que puedan tener lugar.

(2) En el caso de utilizar acopladores, estos deberán ajustarse a las especificaciones de los dispositivos para el sistema de pretensado empleado. Debido a la interferencia causada por los dispositivos, se deberán disponer de manera que no afecten a la capacidad portante del elemento, además de permitir la correcta introducción de los anclajes provisionales que puedan ser necesarios durante la construcción.

(3) Los cálculos para los efectos locales en el hormigón y para la armadura transversal, deben realizarse de acuerdo con lo establecido en los apartados 6.5 y 8.10.3.

(4) En general, los acopladores deben situarse lejos de los apoyos intermedios.

(5) Debe evitarse la disposición de acopladores en el 50% o más de la armadura activa en una misma sección, a menos que se pueda demostrar que un porcentaje superior no supone un riesgo mayor para la seguridad de la estructura.

8.10.5 Desviadores

Un desviador deberá satisfacer los siguientes requisitos:

Resistir los esfuerzos longitudinales y transversales procedentes de la armadura activa y transmitirlos a la estructura.

Asegurarse de que el radio de curvatura de la armadura de pretensado no produzca una sobretensión o daño en el desviador.

(2) En las zonas de desviación, los tubos que constituyen las vainas deberán soportar la presión radial y el movimiento longitudinal de la armadura de pretensado, sin sufrir daños y sin perjudicar al buen funcionamiento de los tubos.

(3) Los radios de curvatura de la armadura activa en la zona de desviación deberán estar de acuerdo con EN 10138 y la Evaluación Técnica Europea correspondiente.

(4) Las desviaciones de hasta 0,01 radianes pueden ser admisibles sin que sea necesaria la utilización de un desviador. En los cálculos para el dimensionamiento, se deben tener en cuenta los esfuerzos generados por la variación angular ocasionada por la utilización de un desviador, de acuerdo con la Evaluación Técnica Europea correspondiente.

9 Detalles de armado de elementos y reglas particulares

9.1 Generalidades

(1) Los requisitos de seguridad, servicio y durabilidad se cumplirán mediante la aplicación de las reglas dispuestas en este capítulo y las reglas generales establecidas en otros apartados.

(2) La definición de los detalles de proyecto de los elementos deben ser coherentes con los modelos de cálculo adoptados.

(3) Las cuantías mínimas de armadura se establecen para evitar la rotura frágil, las fisuras de gran tamaño y también para resistir los esfuerzos procedentes de las deformaciones impuestas.

NOTA: Las reglas establecidas en este apartado son principalmente aplicables a las edificaciones de hormigón armado.

9.2 Vigas

9.2.1 Armadura longitudinal

9.2.1.1 Cuantías máximas y mínimas de armadura

(1) El área de la armadura longitudinal de tracción no debe ser inferior a $A_{s,min}$.

NOTA: Véase también el apartado 7.3 para el área de la armadura longitudinal de tracción con el fin de controlar la fisuración.

El valor a utilizar de $A_{s,min}$ se establece mediante la expresión (9.1)

$$A_{s,min} = \frac{W}{z} \frac{f_{ctm,fl}}{f_{yd}} \quad (9.1)$$

donde:

z es el brazo mecánico en la sección en Estado Límite Último, que puede calcularse de forma aproximada como $z=0,8h$,

W es el módulo resistente de la sección bruta relativo a la fibra más traccionada,

$f_{ctm,fl}$ es la resistencia media a flexotracción,

f_{yd} es la resistencia de cálculo de las armaduras pasivas en tracción.

De forma alternativa y en el caso de elementos secundarios en los que sea admisible un cierto riesgo de rotura frágil, $A_{s,min}$ se podrá tomar igual a 1,2 veces el área necesaria en la comprobación en Estado Límite Último.

(2) Las secciones que contengan una cuantía de armadura inferior a $A_{s,min}$ se considerarán como secciones sin armar (véase el apartado 12).

(3) El área de la sección de la armadura de tracción o de compresión no debe superar $A_{s,max} = 0,04 A_c$, fuera de las zonas de solape.

(4) Para elementos pretensados con armaduras activas no adherentes de forma permanente, o con cables exteriores de pretensado, se debe comprobar que el momento

último resistente es superior al momento de fisuración a flexión. Será suficiente un momento resistente de 1,15 veces el momento de fisuración.

9.2.1.2 Otras disposiciones para la definición de los detalles de proyecto

(1) En el caso de una construcción monolítica cuyos apoyos son considerados como apoyos simples, la sección sobre dichos apoyos se debe dimensionar para un momento flector de al menos β_1 veces el máximo momento flector en el centro de vano, resultante del empotramiento parcial. El valor de β_1 a utilizar será 0,15.

NOTA: Se aplica el área mínima de la sección de armadura longitudinal definida en el apartado 9.2.1.1 (1).

(2) En los apoyos intermedios de las vigas continuas, el área total de la armadura de tracción A_s de las secciones en T o en cajón debe repartirse sobre el ancho eficaz de ala (véase el apartado 5.3.2). Una parte de esta armadura puede estar concentrada en el ancho del alma (véase la Figura A19.9.1).

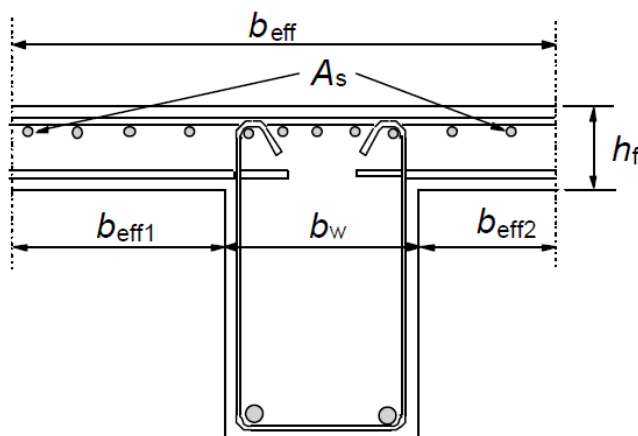


Figura A19.9.1: Disposición de la armadura de tracción en secciones en T o en cajón

(3) Las armaduras longitudinales de compresión (de diámetro ϕ) incluidas en el cálculo de la resistencia, deben sujetarse mediante una armadura transversal con una separación no mayor de 15ϕ .

9.2.1.3 Decalaje de la armadura longitudinal de tracción

(1) En todas las secciones se debe disponer la armadura suficiente para resistir la envolvente de las fuerzas de tracción actuantes, incluyendo el efecto de las fisuras inclinadas en almas y alas.

(2) Para los elementos con armadura de cortante, el esfuerzo adicional de tracción, ΔF_{td} , debe calcularse de acuerdo con el apartado 6.2.3 (7). Para los elementos sin esta armadura de cortante, ΔF_{td} se puede estimar desplazando la ley de momentos una distancia $a_l = d$ de acuerdo con el apartado 6.2.2 (5). Esta “regla de decalaje” puede emplearse como alternativa para los elementos con armadura de cortante donde:

$$a_l = z (\cot \theta - \cot \alpha) / 2 \quad (\text{notación definida en el apartado 6.2.3})$$

(9.2)

El esfuerzo de tracción adicional se muestra en la Figura A19.9.2.

(3) La resistencia de las barras, en la zona correspondiente a la longitud de anclaje, puede tenerse en cuenta considerando una variación lineal del esfuerzo, véase la Figura 9.2. Como simplificación del lado de la seguridad, se podrá ignorar la contribución de esta longitud.

(4) La longitud de anclaje de una barra levantada que contribuye a la resistencia a cortante, no debe ser inferior a $1,3l_{bd}$ en la zona traccionada y $0,7l_{bd}$ en la zona comprimida. Se medirá desde el punto de intersección de los ejes de la barra levantada y la armadura longitudinal.

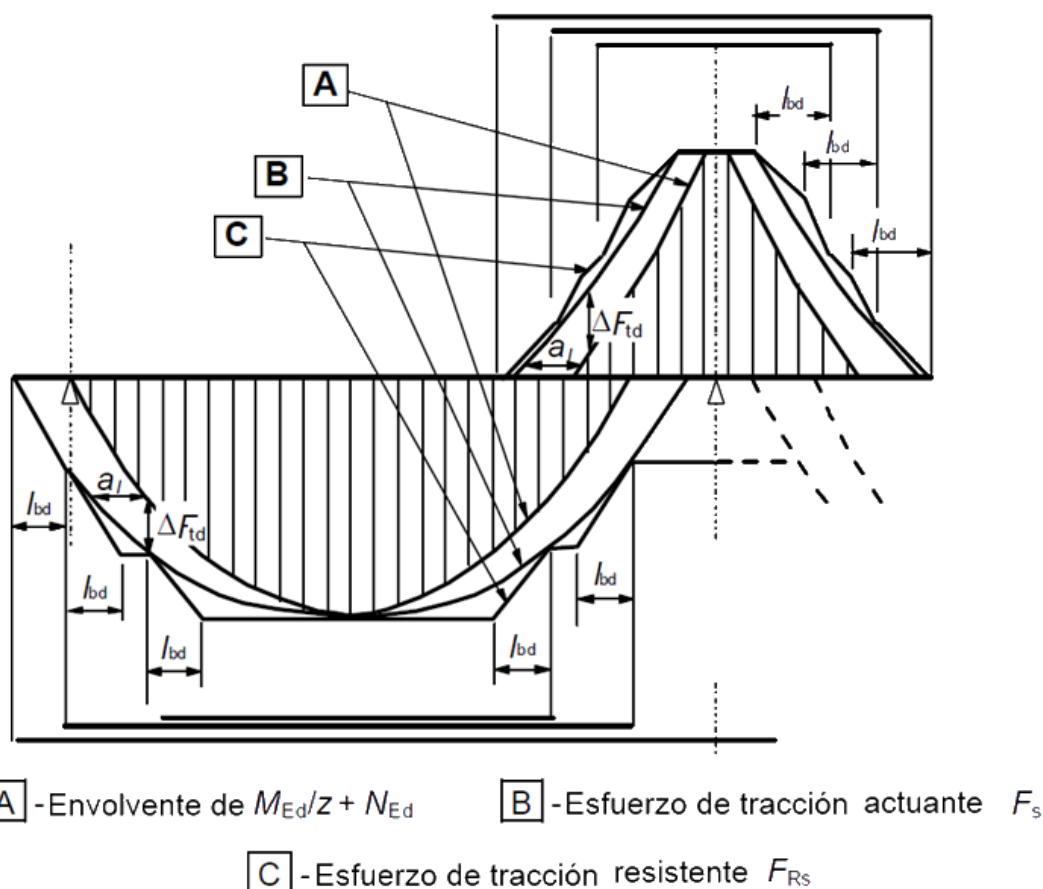


Figura A19.9.2: Imagen del decalaje de la armadura longitudinal, teniendo en cuenta el efecto de las fisuras inclinadas y la resistencia de la armadura en la longitud de anclaje

9.2.1.4 Anclaje de la armadura inferior en los apoyos extremos

(1) El área de la armadura inferior dispuesta en los apoyos extremos, suponiendo un empotramiento leve o nulo en el cálculo, deberá ser al menos β_2 veces el área de las armaduras dispuestas en el vano. El valor de β_2 a utilizar será 0,25.

(2) El esfuerzo de tracción que se debe anclar, se puede determinar de acuerdo con el apartado 6.2.3 (7) (elementos con armadura de cortante), incluyendo la contribución del esfuerzo axial si existe, o aplicando la regla de decalaje:

$$F_{Ed} = |V_{Ed}| \cdot a_l/z + N_{Ed} \quad (9.3)$$

donde N_{Ed} es el esfuerzo axial a añadir o quitar al esfuerzo de tracción; para a_l véase el apartado 9.2.1.3 (2).

(3) l_{bd} es la longitud de anclaje, de acuerdo con el apartado 8.4.4, medida desde la línea de contacto entre la viga y el apoyo. Se puede tener en cuenta la presión transversal en los apoyos directos. Véase la Figura A19.9.3.

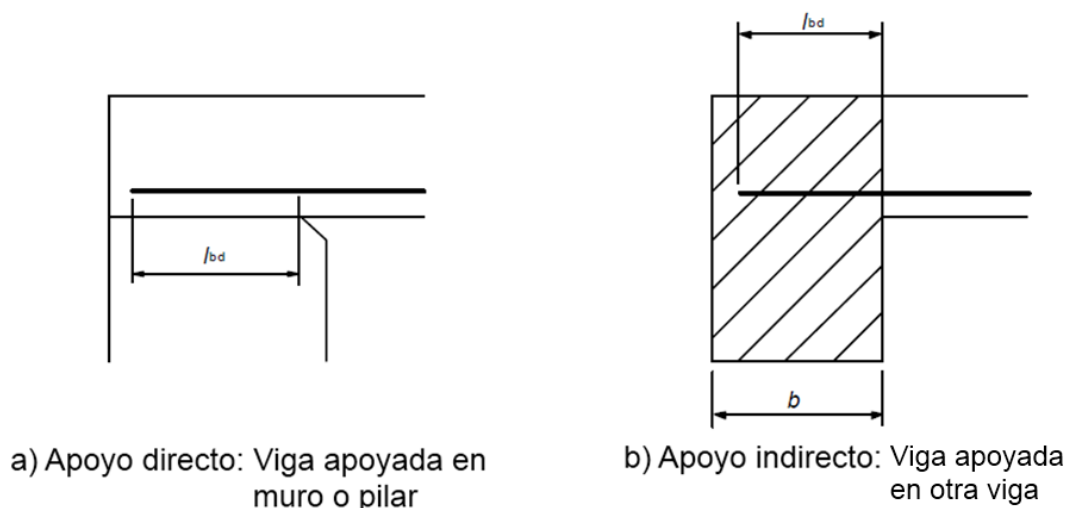


Figura A19.9.3: Anclaje de la armadura inferior en los apoyos extremos

9.2.1.5 Anclaje de la armadura inferior en los apoyos intermedios

(1) Se aplica el área de armadura que se establece en el apartado 9.2.1.4 (1).

(2) La longitud de anclaje no debe ser inferior a 10ϕ (para barras rectas) o al diámetro del mandril (para ganchos y patillas con diámetros mayores o iguales a 16 mm), o a dos veces el diámetro del mandril (para otros casos) (véase la Figura A19.9.4 (a)). Habitualmente, estos valores mínimos son válidos, pero puede llevarse a cabo un análisis más preciso de acuerdo con el apartado 6.6.

(3) Se debe especificar en el proyecto, la armadura necesaria para resistir los posibles momentos positivos (por ejemplo en el asiento del apoyo, explosión, etc.). Esta armadura deberá ser continua, lo que se puede conseguir mediante el solape de barras (véase la Figura A19.9.4 (b) o (c)).

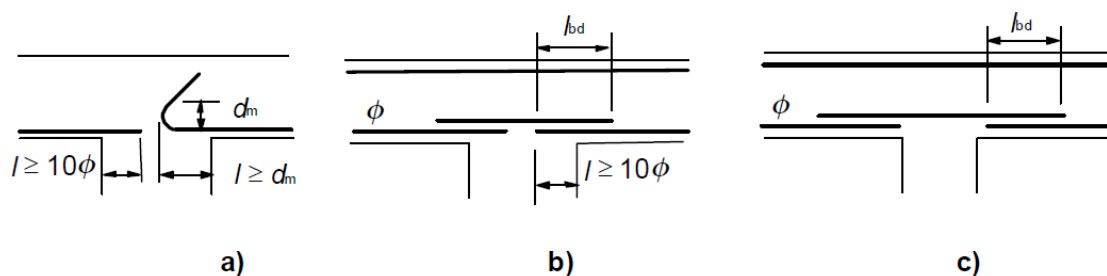


Figura A19.9.4: Anclaje de armadura inferior en apoyos intermedios

9.2.2 Armadura de cortante

(1) La armadura de cortante debe formar un ángulo α comprendido entre 45° y 90° con eje longitudinal del elemento estructural.

(2) La armadura de cortante pueden estar compuesta por una combinación de:

- Cercos que envuelven la armadura longitudinal de tracción y la zona de compresión (véase la figura A19.9.5);
- Barras levantadas;
- Jaulas, escaleras, etc. que se hormigonan sin envolver la armadura longitudinal, pero se anclan debidamente en las zonas de tracción y compresión.

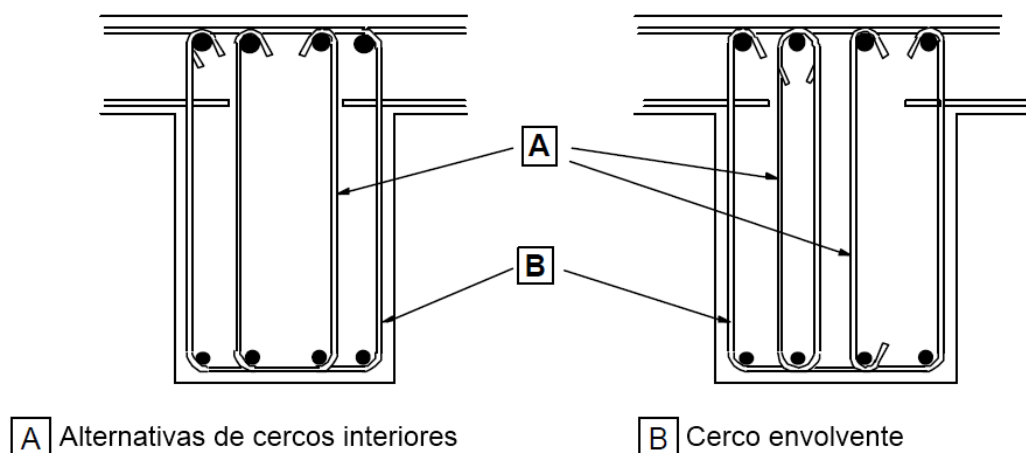


Figura A19.9.5: Ejemplo de armaduras de cortante

(3) Los cercos deben anclarse de forma efectiva. Será admisible un empalme por solape en la barra cercana a la superficie del alma siempre que el cerco no se requiera para resistir la torsión.

(4) La armadura de cortante debe disponerse con una cantidad de cercos igual o superior a β_3 veces la armadura de cortante necesaria. Con carácter general, el valor de β_3 a utilizar será 0,503. En el caso de forjados unidireccionales nervados de canto no superior a 40 cm, puede utilizarse armadura básica en celosía como armadura de cortante tanto si se dispone una zapatilla prefabricada como si el nervio es totalmente hormigonado in situ.

(5) La cuantía de armadura de cortante se establece mediante la expresión (9.4):

$$\rho_w = A_{sw} / (s \cdot b_w \cdot \sin \alpha) \quad (9.4)$$

donde:

- ρ_w es la cuantía de armadura de cortante; ρ_w no debe ser inferior a $\rho_{w,min}$,
 A_{sw} es el área de la armadura de cortante en la longitud s ,

- s es la separación entre las armaduras de cortante medidas a lo largo del eje longitudinal del elemento,
- b_w es el ancho del alma del elemento,
- α es el ángulo entre la armadura de cortante y el eje longitudinal (véase el apartado 9.2.2 (1)).

$$\rho_{w,min} = \frac{0,08\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad (9.5)$$

(6) La separación longitudinal máxima entre los diferentes tipos de armaduras de cortante no debe exceder $s_{l,max}$, cuyo valor se establece a continuación.

$$s_{l,max} = 0,75 d (1 + \cot g \alpha) \quad (9.6)$$

donde α es la inclinación de la armadura de cortante respecto al eje longitudinal de la viga.

(7) La separación longitudinal máxima de las barras levantadas no debe exceder el valor de $s_{b,max}$ establecido mediante la expresión (9.7).

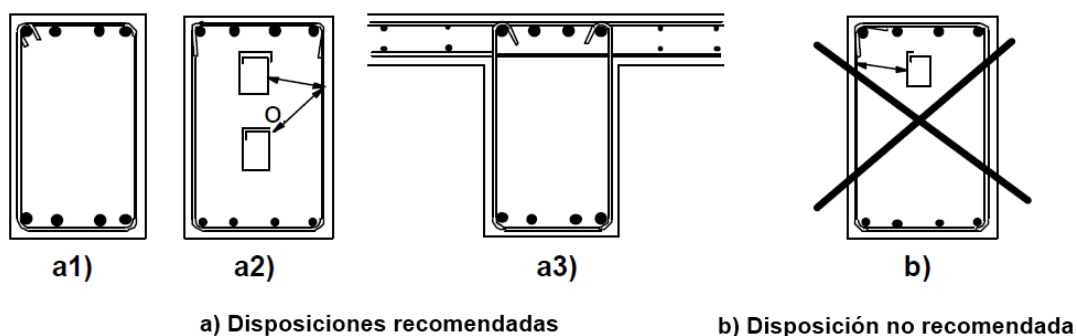
$$s_{b,max} = 0,6 d (1 + \cot g \alpha) \quad (9.7)$$

(8) La separación transversal de las ramas en una serie de cercos no debe exceder el valor $s_{t,max}$, definido en la expresión (9.8).

$$s_{t,max} = 0,75 \leq d \leq 600 \text{ mm} \quad (9.8)$$

9.2.3 Armadura de torsión

(1) Los cercos de torsión deben ser cerrados y estar anclados mediante solapes o ganchos (véase la Figura A19.9.6), además de ser perpendiculares al eje del elemento estructural.



NOTA: La segunda alternativa de a2) (croquis inferior) debe tener una longitud de solape que abarque completamente la parte superior.

Figura A19.9.6: Ejemplos de la disposición de los cercos de torsión

(2) Las disposiciones del apartado 9.2.2 (5) y (6) son generalmente suficientes para disponer los cercos mínimos de torsión necesarios.

(3) La separación longitudinal de los cercos de torsión no debe superar el valor $u/8$ (para la notación véase en el apartado 6.3.2 la Figura A19.6.11), o el límite establecido en el apartado 9.2.2 (6), o la menor dimensión de la sección de la viga.

(4) Las barras longitudinales deben disponerse de forma que exista al menos una barra en cada esquina, distribuyendo el resto de manera uniforme por el perímetro interior del cerco, con una separación máxima de 350 mm.

9.2.4 Armadura de piel

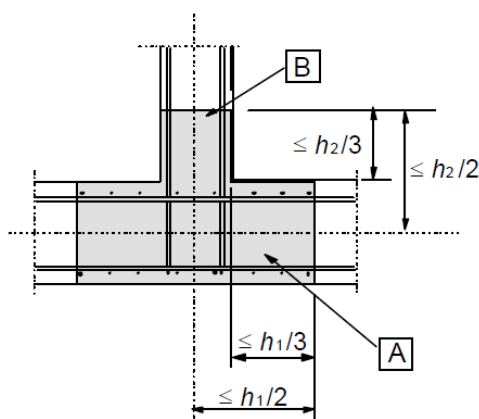
(1) Puede ser necesario disponer una armadura de piel, bien para el control de la fisuración, o bien para asegurar una resistencia adecuada al desconchamiento del recubrimiento.

NOTA: Las reglas para la definición de los detalles de proyecto de las armaduras de piel se establecen en el Apéndice J.

9.2.5 Apoyos indirectos

(1) En el caso de que una viga se apoye en otra viga, en vez de en un muro o pilar, se debe calcular y disponer la armadura para resistir la reacción mutua. Esta armadura será añadida a la necesaria por otros motivos. Esta regla también es aplicable a losas no apoyadas en la parte superior de una viga.

(2) La armadura de soporte en la intersección de dos vigas debe consistir en cercos que rodean la armadura principal del elemento de apoyo. Algunos de estos cercos pueden distribuirse fuera del volumen de hormigón común a ambas vigas (véase la Figura A19.9.7).



[A] Viga de apoyo de canto h_1

[B] Viga apoyada de canto h_2 ($h_1 \geq h_2$)

Figura A19.9.7: Disposición de la armadura de soporte en la zona de intersección de dos vigas (vista en planta)

9.3 Losas macizas

(1) Este apartado se centra en losas unidireccionales y bidireccionales para las que los valores de b y l_{eff} no son inferiores a $5h$ (véase el apartado 5.3.1).

9.3.1 Armaduras de flexión

9.3.1.1 Generalidades

(1) Para los porcentajes de acero mínimo y máximo en la dirección principal, se aplican los apartados 9.2.1.1 (1) y (3).

NOTA: Además de lo establecido en la nota 2 del apartado 9.2.1.1 (1), para losas en las que el riesgo de fallo por rotura frágil es pequeño, $A_{s,min}$ podrá tomarse como 1,2 veces el área necesaria en la comprobación en Estado Límite Último.

(2) En las losas unidireccionales, se debe disponer una armadura transversal secundaria no inferior al 20% de la armadura principal. En las zonas cercanas a los apoyos, no será necesario disponer de armadura transversal a las barras principales superiores si no existe flexión transversal.

(3) La separación de las barras no debe superar $s_{max,slabs}$, cuyos límites se establecen a continuación:

$$s_{max,slabs} < 300 \text{ mm.}$$

$s_{max,slabs} < \text{tres veces el espesor bruto de la parte de la sección del elemento } (3h), \text{ almas o alas, en las que vayan situadas.}$

(4) Las reglas establecidas en los apartados 9.2.1.3 (1) a (3), 9.2.1.4 (1) a (3) y 9.2.1.5 (1) a (2) también serán de aplicación, pero tomando $a_l = d$.

9.3.1.2 Armadura de losas en las zonas cercanas a los apoyos

(1) En losas simplemente apoyadas, la mitad de la armadura calculada en el centro de vano se debe prolongar hasta el soporte y se debe anclar en él de forma apropiada, de acuerdo con el apartado 8.4.4.

NOTA: El decalaje y el anclaje de la armadura debe llevarse a cabo de acuerdo con los apartados 9.2.1.3, 9.2.1.4 y 9.2.1.5.

(2) En el caso de producirse un empotramiento parcial a lo largo de un borde de la losa, que no se va a tener en cuenta para el análisis, la armadura superior deberá ser capaz de resistir, al menos, el 25 % del momento máximo del vano adyacente. Esta armadura deberá extenderse al menos 0,2 veces la longitud del vano adyacente, medida desde la cara del soporte. Además, deberá ser continua en los apoyos intermedios y anclarse en los apoyos extremos. En estos últimos, el momento a resistir se puede reducir hasta un 15% del momento máximo en el vano adyacente.

9.3.1.3 Armadura de las esquinas

(1) Si las disposiciones de la definición de los detalles de proyecto sobre un apoyo son tales que el levantamiento de la losa en las esquinas está restringido, deberá disponerse la armadura pertinente.

9.3.1.4 Armadura de los bordes libres de la losa

(1) Habitualmente, una losa deberá contener armadura transversal y longitudinal a lo largo de los bordes libres, generalmente dispuesta como se muestra en la Figura A19.9.8.

(2) La armadura habitual dispuesta en una losa puede actuar como armadura de borde.

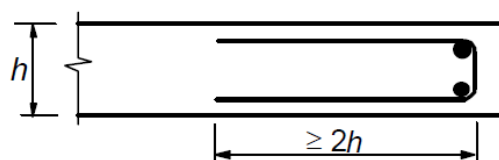


Figura A19.9.8: Armaduras de borde para una losa

9.3.2 Armadura de cortante

(1) Una losa en la que se dispone armadura de cortante debe tener un canto de al menos 200 mm.

(2) En lo que se refiere a la definición de los detalles de proyecto de las armaduras de cortante, se aplicarán el valor mínimo y la definición de la cuantía de armadura establecidos en el apartado 9.2.2, a menos que se vean modificados por los siguientes apartados.

(3) En las losas, si $|V_{Ed}| \leq 1/3 V_{Rd,max}$ (véase 6.2), la armadura de cortante puede disponerse completamente mediante barras levantadas o mediante conjuntos de armaduras de cortante.

(4) La separación longitudinal máxima de las sucesivas series de cercos se establece mediante:

$$s_{max} = 0,75d(1 + \cot \alpha) \quad (9.9)$$

donde α es la inclinación de la armadura de cortante.

La separación longitudinal máxima de las barras levantadas se establece mediante:

$$s_{max} = d \quad (9.10)$$

(5) La separación transversal máxima de la armadura de cortante no debe exceder el valor $1,5d$.

9.4 Losas planas

9.4.1 Losa en soportes interiores

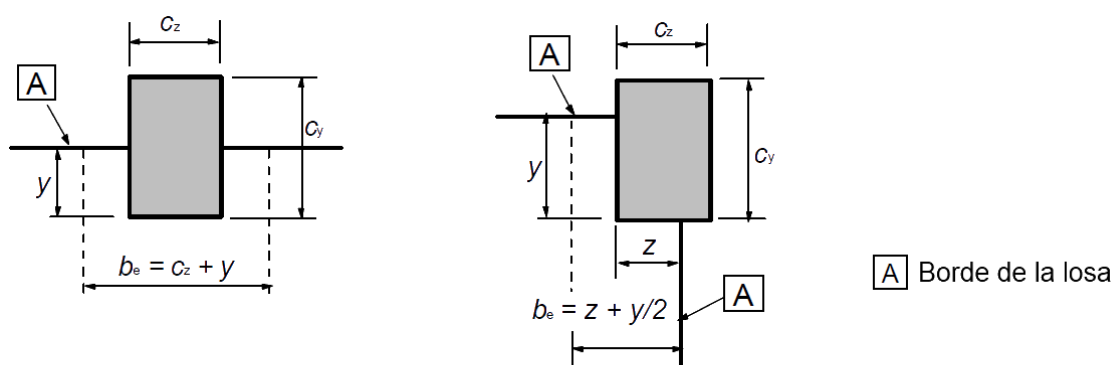
(1) La disposición de las armaduras en la construcción de losas planas debe reflejar el comportamiento en condiciones de trabajo. En general, esto dará lugar a una concentración de la armadura sobre los soportes.

(2) En los pilares interiores, a menos que se lleven a cabo cálculos en servicio más rigurosos, se deberá disponer una armadura superior de área $0,5 A_t$ en un ancho igual a la suma de 0,125 veces el ancho del paño a ambos lados del soporte. A_t representa el área de la armadura necesaria para resistir el momento negativo total, procedente de la suma de las dos mitades del paño a cada lado del soporte.

(3) En los soportes interiores, la armadura inferior (≥ 2 barras) debe disponerse en las dos direcciones principales que atraviesan el soporte, atravesando el mismo.

9.4.2 Losa en soportes de borde y de esquina

(1) La armadura perpendicular a un borde libre necesaria para transmitir los momentos flectores de la losa a los soportes de borde o de esquina, debe disponerse a lo largo del ancho eficaz b_e mostrado en la Figura A19.9.9.



Nota: y puede ser $> c_y$

a) Soporte de borde

Nota: z puede ser $> c_z$ e y puede ser $> c_y$

b) Soporte de esquina

NOTA: y es la distancia desde el borde de la losa a la cara interna del soporte.

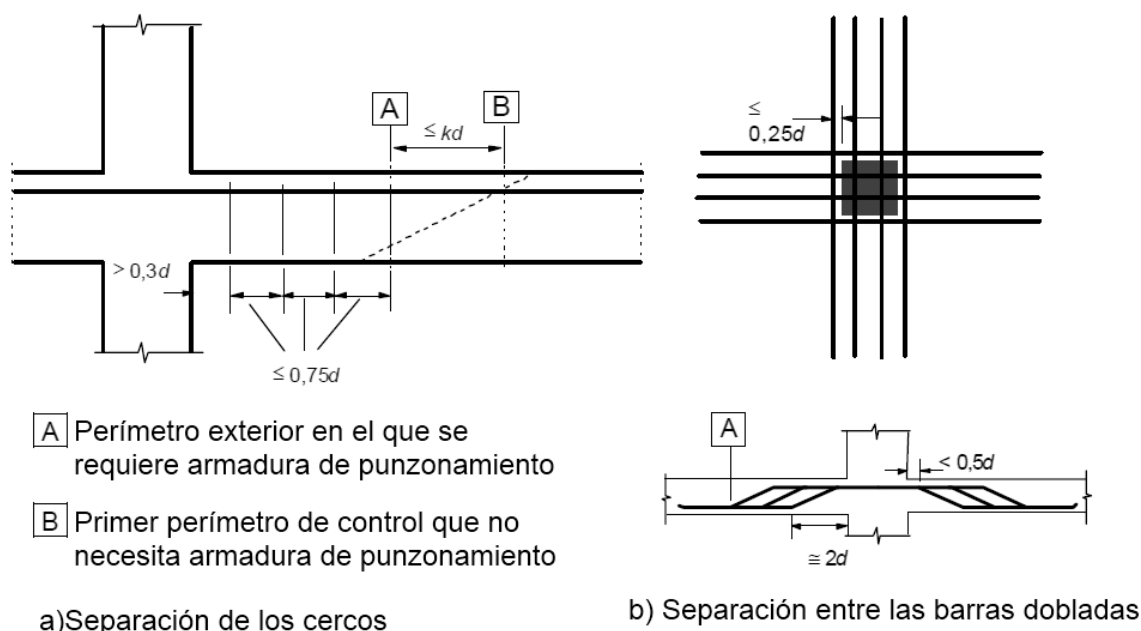
Figura A19.9.9: Ancho eficaz, b_e , de una losa plana

9.4.3 Armadura de punzonamiento

(1) Donde sea necesaria la armadura de punzonamiento (véase 6.4), deberá disponerse entre el área o soporte cargado y un punto situado a una distancia kd , situado dentro del perímetro de comprobación para el cual no es necesaria la disposición de más armadura. Como mínimo, deberán disponerse dos perímetros de cercos (véase la figura A19.9.10), cuya separación no deberá superar la longitud $0,75d$.

La separación de las ramas de los cercos a lo largo de un perímetro no debe superar el valor $1,5d$ dentro del perímetro crítico ($2d$ a partir del área cargada). En el caso de necesitar más armadura de punzonamiento, fuera del perímetro crítico, las ramas de los cercos no deberán tener una separación superior a $2d$ (véase la figura A19.6.22).

Para las barras dobladas dispuestas como se muestra en la figura A19.9.10 b), se considerará como suficiente la utilización de un único perímetro de cercos.



NOTA: El valor de k se establece en 6.4.5 (4).

Figura A19.9.10: Armadura de punzonamiento

(2) Cuando se requiera armadura de punzonamiento, el área de una rama del cerco (o equivalente), $A_{sw,min}$, se establece mediante la expresión (9.11).

$$A_{sw,min} \cdot (1,5 \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) / (s_r \cdot s_t) \geq 0,08 \sqrt{f_{ck}} / f_{yk} \quad (9.11)$$

donde:

- α es el ángulo entre la armadura de punzonamiento y la armadura principal (es decir, para cercos verticales $\alpha = 90^\circ$ y $\sin \alpha = 1$),
- s_r es la separación de los cercos de punzonamiento en la dirección radial,
- s_t es la separación de los cercos de punzonamiento en la dirección tangencial,
- f_{ck} se expresa en N/mm^2 .

En el cálculo del punzonamiento, únicamente puede incluirse la componente vertical de aquellas armaduras activas que pasen a una distancia menor o igual a $0,5d$ del soporte.

(3) Las barras levantadas que pasan a través de la zona cargada, o a una distancia inferior a la longitud $0,25d$ desde dicha zona, pueden utilizarse como armadura de punzonamiento (véase la figura A19.9.10 b) superior).

(4) La distancia entre la cara del soporte o el perímetro del área cargada y la armadura de cortante más cercana, a tener en cuenta en el cálculo, no debe superar el valor $d/2$. Esta distancia debe tomarse en el nivel de la armadura de tracción. Si se dispone una única línea de barras levantadas, su pendiente podrá reducirse a 30° .

9.5 Soportes

9.5.1 Generalidades

(1) Este apartado hace referencia a los soportes para los cuales la dimensión mayor h no es superior a 4 veces la menor dimensión b .

9.5.2 Armadura longitudinal

(1) Las barras longitudinales deben tener un diámetro superior a $\phi_{min} = 12 \text{ mm}$.

(2) La cantidad total de armadura longitudinal no debe ser inferior a $A_{s,min}$.

En el caso general, para las secciones sometidas a compresión simple o compuesta, se adoptan unas cuantías mínimas para las armaduras principales a compresión en cada cara que cumplan las expresiones siguientes y cuyo esquema está representado en la Figura A19.9.11.

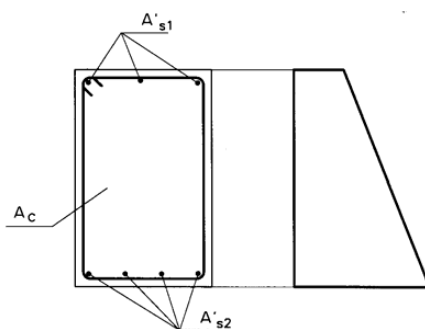


Figura A19.9.11. Armaduras longitudinales en pilares.

$$A'_{s1,min} = \frac{0,05N_{Ed}}{f_{yc,d}}$$

$$A'_{s2,min} = \frac{0,05N_{Ed}}{f_{yc,d}}$$

donde:

$f_{yc,d}$ Resistencia de cálculo del acero a compresión $f_{yc,d} = f_{yd} \geq 400 \text{ N/mm}^2$.

N_{Ed} Esfuerzo axial de cálculo de compresión.

f_{cd} Resistencia de cálculo del hormigón en compresión.

A_c Área de la sección total de hormigón.

Cuando se trate de secciones sometidas a compresión simple armadas simétricamente, se adopta el valor recomendado de una cuantía mínima

$$A_{s,min.} = \frac{0,10 N_{Ed}}{f_{yd}} \quad (9.12)$$

(3) El área de la armadura longitudinal no debe superar $A_{s,max} = 0,04A_c$, cuyo valor puede ser el doble en zona de solapos.

(4) Para aquellos pilares con una sección poligonal se debe disponer, como mínimo, una barra en cada esquina. El número de barras longitudinales en un soporte circular no debe ser inferior a cuatro.

9.5.3 Armadura transversal

(1) El diámetro de la armadura transversal (cercos, ganchos en U, o armadura helicoidal) no debe ser inferior a 6 mm o a un cuarto del diámetro máximo de las barras longitudinales. El diámetro de los alambres de mallas electrosoldadas para la armadura transversal no debe ser inferior a 5 mm.

(2) La armadura transversal debe anclarse adecuadamente.

(3) La separación de la armadura transversal a lo largo del soporte no debe superar $s_{cl,tmax}$, cuyo valor viene definido por la siguiente expresión:

$$s_{cl,max} \leq 15\phi_{min} \leq 300 \text{ mm}$$

donde ϕ_{min} es el diámetro mínimo de la armadura.

(4) La separación máxima necesaria que se establece en (3) debe reducirse mediante un coeficiente de valor 0,6:

- (i) en las secciones dispuestas a lo largo de una distancia menor o igual a la mayor dimensión de la sección del pilar, tanto encima como debajo de la viga o losa.
- (ii) en las proximidades de las zonas de solape de las armaduras, en el caso en el que el diámetro máximo de las barras longitudinales sea superior a 14 mm. Además, será necesaria la disposición de un mínimo de 3 barras transversales, colocadas de forma uniforme a lo largo de toda la longitud del solape.

(5) En el caso de que cambie la dirección de las barras longitudinales, (por ejemplo en los cambios de las dimensiones de los soportes), la separación de las barras transversales debe calcularse teniendo en cuenta los esfuerzos transversales asociados. Estos efectos se pueden ignorar si el cambio de dirección tiene una pendiente inferior o igual a 1/12.

(6) Toda barra o grupos de barras longitudinales dispuestas en una esquina deben estar sujetas mediante una armadura transversal. Ninguna barra de la zona de compresión debe estar a una distancia superior a 150 mm de otra que se encuentre sujeta.

9.6 Muros

9.6.1 Generalidades

(1) Este apartado hace referencia a los muros de hormigón armado con una relación longitud-espesor mayor o igual a 4 y en los cuales se tiene en cuenta la armadura en el cálculo de la resistencia. La cantidad y la definición de los detalles de proyecto de la armadura apropiadas pueden obtenerse a partir de un modelo de bielas y tirantes (véase 6.5). Para muros sometidos principalmente a una flexión fuera de su plano, se aplicarán las reglas establecidas para las losas (véase el apartado 9.3).

9.6.2 Armadura vertical

(1) El área de la armadura vertical debe estar comprendida entre $A_{s,vmin}$ y $A_{s,vmax}$.

Para la cuantía mínima de armadura vertical en cara traccionada de muros, se adopta $A_{s,vmin} = 0,02 A_c$

Para la cuantía máxima de armadura vertical en muros, se adopta $A_{s,vmax} = 0,04 A_c$

(2) En el caso de que el cálculo obligue a disponer un valor de área mínima de armadura $A_{s,vmin}$, deberá disponerse la mitad de esta área en cada cara.

(3) La distancia entre dos barras verticales adyacentes no debe ser mayor que el menor valor entre 400 mm y 3 veces el espesor del muro.

9.6.3 Armadura horizontal

(1) La armadura longitudinal, que se dispone paralela a las caras del muro (y a los bordes libres), deberá establecerse en cada cara. El área de estas armaduras no deberá ser inferior a $A_{s,hmin}$, cuyos valores se establecen a continuación.

$$A_{s,hmin} = 0,004 A_c \quad \text{si } f_{yk} = 400 \text{ N/mm}^2$$

$$A_{s,hmin} = 0,0032 A_c \quad \text{si } f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

La armadura horizontal deberá repartirse en las dos caras. Además, se adoptan las siguientes reglas sobre colocación:

- en el caso de muros vistos por ambas caras, deberá disponerse la mitad de la armadura en cada cara,
- en caso de muros con espesores superiores a 50 cm, se considerará un área efectiva de espesor máximo de 50 cm, distribuidos en dos zonas de 25 cm en cada cara, ignorando la zona central que queda entre ambas zonas.

La cuantía mínima horizontal podrá reducirse a $A_{s,hmin} = 0,002 A_c$, en cualquiera de los siguientes casos:

- cuando la altura del fuste del muro sea superior a 2,5 m, y siempre que esta distancia no sea menor que la mitad de la altura del muro,
- cuando se dispongan juntas verticales de contracción a distancias inferiores a 7,5 m.

(2) La separación entre dos barras horizontales adyacentes no debe ser mayor de 400 mm.

9.6.4 Armadura transversal

(1) En cualquier parte del muro en la que el área total de la armadura vertical de ambas caras sea mayor que $0,02 A_c$, se deberá disponerla armadura transversal en forma de cercos, de acuerdo con los requisitos para los soportes (véase el apartado 9.5.3). La mayor dimensión a la que se hace referencia en 9.5.3 (4) (i) no deberá tomarse superior a 4 veces el espesor del muro.

(2) En el caso de que la armadura principal esté cercana a las caras del muro, la armadura transversal debe disponerse en forma de cercos, situando al menos 4 por m^2 de superficie de muro.

NOTA: No será necesario disponer armadura transversal donde se utilicen mallas electrosoldadas y barras de diámetro $\phi \leq 16 \text{ mm}$ con un recubrimiento de hormigón superior a 2ϕ .

9.7 Vigas de gran canto

(1) Habitualmente, las vigas de gran canto (para su definición véase el apartado 5.3.1 (3)) se deben disponer con una malla de armadura ortogonal cerca de cada cara, con un valor mínimo de $A_{s,dbmin} = 0,001 A_c$, pero que no debe ser inferior a $150 \text{ mm}^2/\text{m}$ en cada cara y dirección de la armadura.

(2) La distancia entre dos barras adyacentes de la malla no debe superar el menor valor entre 300 mm y dos veces el espesor de la viga.

(3) Para lograr el equilibrio en el nudo (véase el apartado 6.5.4), la armadura correspondiente a los tirantes considerados en el modelo de cálculo deberá anclarse completamente mediante el uso del doblado de barras, cercos en U, o dispositivos de anclaje, a menos que se disponga una longitud suficiente, entre el nudo y el extremo de la viga, que permita disponer una longitud de anclaje igual a l_{bd} .

9.8 Cimentaciones

9.8.1 Encepados

Las cimentaciones profundas quedan fuera del ámbito del Código Estructural.

9.8.2 Zapatas de pilares y muros

9.8.2.1 Generalidades

(1) La armadura principal debe anclarse de acuerdo con los requisitos establecidos en 8.4 y 8.5. Se debe disponer un diámetro mínimo de barra $\phi_{min} = 12 \text{ mm}$. En zapatas, se puede emplear el modelo de cálculo que se indica en 9.8.2.2.

(2) La armadura principal de las zapatas circulares puede ser ortogonal y concentrarse en la parte central de la misma, para un ancho del $50 \% \pm 10 \%$ del diámetro de la zapata (véase la Figura A19.9.12). En este caso y con el fin de llevar a cabo el cálculo, las zonas sin armar del elemento deben considerarse como zonas de hormigón en masa.

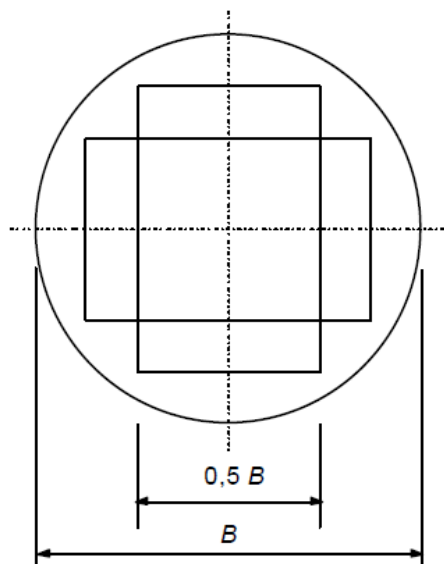


Figura A19.9.12: Armadura ortogonal en una zapata circular sobre el suelo

(3) Si los efectos de las acciones producen tracciones sobre la superficie superior de la zapata, deberá comprobarse la tensión de tracción resultante y armarse en consecuencia.

9.8.2.2 Anclaje de barras

(1) El esfuerzo de tracción en la armadura se determina a partir de las condiciones de equilibrio, teniendo en cuenta el efecto de las fisuras inclinadas (véase la Figura A19.9.13) El esfuerzo de tracción, F_s , en un punto x , debe anclarse en el hormigón a lo largo de la misma distancia x desde el borde de la zapata.

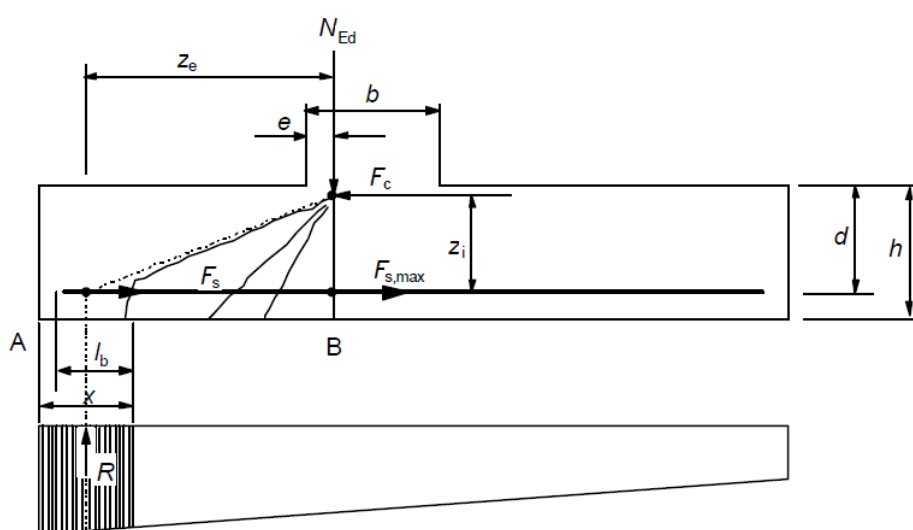


Figura A19.9.13: Modelo de esfuerzo de tracción con respecto a las fisuras inclinadas

(2) El esfuerzo de tracción a anclar se establece mediante:

$$F_s = R \cdot z_e / z_i \quad (9.13)$$

donde:

- R es la resultante de la presión del terreno dentro de la distancia x ,
- z_e es el brazo mecánico externo, es decir, la distancia entre R y el esfuerzo vertical N_{Ed} ,
- N_{Ed} es el esfuerzo vertical correspondiente a la presión total del suelo 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 correspondiente al máximo esfuerzo de tracción $F_{s,max}$.

(3) Los brazos mecánicos z_e y z_i se pueden determinar en relación con las zonas de compresión necesarias para N_{Ed} y F_c respectivamente. Como simplificación, z_e puede determinarse suponiendo $e = 0,15b$ (véase la Figura A19.9.13) y z_i se puede tomar igual a $0,9d$.

(4) La longitud de anclaje disponible para las barras rectas viene indicada como l_b en la Figura A19.9.13. Si esta longitud no es suficiente para anclar F_s , las barras podrán doblarse para incrementar la longitud disponible, o podrán disponerse dispositivos de anclaje en sus extremos.

(5) Para las barras rectas sin anclaje en los extremos, el valor mínimo de x es el más crítico. Como simplificación, se puede adoptar $x_{min} = h/2$. Para otros tipos de anclaje, los valores más elevados de x podrán ser aún más estrictos.

9.8.3 Vigas de atado

(1) Las vigas de atado pueden utilizarse para suprimir la excentricidad de la carga en las cimentaciones. Las vigas deben proyectarse para resistir los momentos flectores y los esfuerzos cortantes resultantes. Se deberá disponer un diámetro mínimo de barra, $\phi_{min} = 12 \text{ mm}$, para la armadura que resiste los momentos flectores.

(2) En el caso de que la actuación de la maquinaria de compactación pudiera dar lugar a efectos sobre las vigas de atado, éstas deben calcularse para una carga mínima descendente de valor $q_1 = 10 \text{ kN/m}$.

9.8.4 Zapatas de pilar apoyada en roca

(1) En la zapata, se debe disponer una armadura transversal adecuada para resistir los esfuerzos de rotura que aparecen cuando la presión del suelo es mayor que $q_2 = 5 \text{ N/mm}^2$ en los estados límite últimos. Esta armadura puede distribuirse de forma uniforme sobre la altura h en la dirección de los esfuerzos de rotura (véase la Figura A19.9.14). Se deberá disponer un diámetro mínimo de barra, $\phi_{min} = 12 \text{ mm}$.

(2) El esfuerzo de rotura, F_s , podrá calcularse como se indica (véase la figura A19.9.14):

$$F_s = 0,25(1 - c/h)N_{Ed} \quad (9.14)$$

donde h es el menor valor entre b y H .

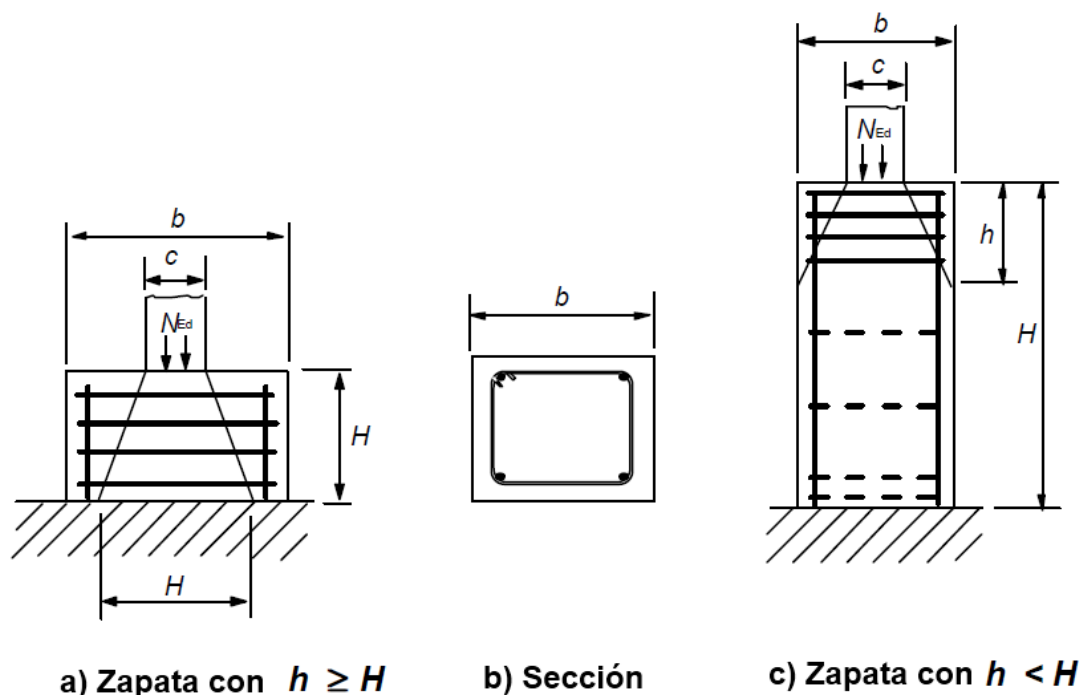


Figura A19.9.14: Armadura de rotura en zapatas apoyadas en roca

9.9 Regiones con discontinuidad en la geometría o en las acciones

(1) Habitualmente, las regiones tipo D deben calcularse mediante modelos de bielas y tirantes de acuerdo con el apartado 6.5. Además, la definición de los detalles de proyecto deberá estar de acuerdo con las reglas establecidas en el apartado 8.

NOTA: Para más información, se deberá consultar el Apéndice J.

(2) La armadura correspondiente a los tirantes deberá estar completamente anclada mediante un anclaje de longitud l_{bd} , de acuerdo con el apartado 8.4.

9.10 Armaduras de atado

9.10.1 Generalidades

(1) Las estructuras que no estén calculadas para resistir situaciones accidentales deberán tener un sistema de atado adecuado, destinado a prevenir un agotamiento progresivo mediante la disposición de trayectorias alternativas para las cargas después de producirse el daño localizado. Para satisfacer este requisito, se establecen una serie de sencillas reglas expuestas a continuación.

(2) Se deben disponer las siguientes armaduras de atado:

- armaduras de atado perimetrales,
- armaduras de atado interiores,
- armaduras de atado horizontales de soportes o muros,

- si es necesario, armaduras de atado verticales, en particular en los edificios construidos con paneles prefabricados.

(3) En el caso de un edificio dividido en partes estructuralmente independientes mediante juntas de dilatación, cada parte deberá contar con un sistema de atado independiente.

(4) En el cálculo de las armaduras de atado, puede suponerse que la armadura actúa con su resistencia característica y es capaz de transmitir los esfuerzos de tracción definidos en los siguientes apartados.

(5) En soportes, muros, vigas y forjados con armadura dispuesta para otros propósitos, podrá considerarse que ésta proporciona una parte o la totalidad de correspondiente al atado.

9.10.2 Dimensionamiento de las armaduras de atado

9.10.2.1 Generalidades

(1) Las armaduras de atado se dispondrán como una armadura mínima y no como una adicional a la exigida por el análisis estructural.

9.10.2.2 Armaduras de atado perimetrales

(1) En todos los forjados, incluida la cubierta, debe disponerse una armadura de atado perimetral continua de forma eficaz, a menos de 1,2 m del borde. Ésta puede incluir la armadura utilizada como parte del atado interno.

(2) La armadura de atado perimetral debe ser capaz de resistir el esfuerzo de tracción:

$$F_{tie,per} = l_i \cdot q_1 \geq Q_2 \quad (9.15)$$

donde:

$F_{tie,per}$ es el fuerza en el elemento de atado (en este caso de tracción),

l_i longitud del vano extremo.

$q_1 = 10 \text{ kN/m}$.

$Q_2 = 70 \text{ kN}$.

(3) Las estructuras con bordes interiores (por ejemplo, atrios, patios, etc.) deben tener una armadura de atado perimetral como la dispuesta en los bordes exteriores, que deben anclarse completamente.

9.10.2.3 Armaduras de atado interiores

(1) Estas armaduras de atado deben disponerse en cada forjado, incluida la cubierta, en dos direcciones aproximadamente perpendiculares. Deberán ser continuas, de forma efectiva, a lo largo de toda su longitud y estar ancladas a la armadura de atado perimetral en cada extremo, a menos que continúen como armaduras de atado horizontal para pilares y muros.

(2) Las armaduras de atado interiores pueden, parcial o completamente, repartirse uniformemente en las losas, o pueden agruparse en las vigas, muros y otras posiciones

adecuadas. En los muros, deberá estar a menos de 0,5 m de la parte superior o inferior de las losas de forjado (véase la Figura A19.9.15).

(3) En cada dirección, las armaduras de atado interiores deben ser capaces de resistir el valor de cálculo del esfuerzo de tracción $F_{tie,int} = 20 \text{ kN/m}$ (en kN por metro de ancho).

(4) En los forjados sin capa de compresión, en las que no es posible repartir las armaduras de atado a lo largo de la dirección del vano, las armaduras de atado transversales pueden agruparse a lo largo de las líneas de las vigas. En este caso, el esfuerzo mínimo sobre una línea interna de la viga será:

$$F_{tie} = q_3 \cdot (l_1 + l_2)/2 \geq Q_4 \quad (9.16)$$

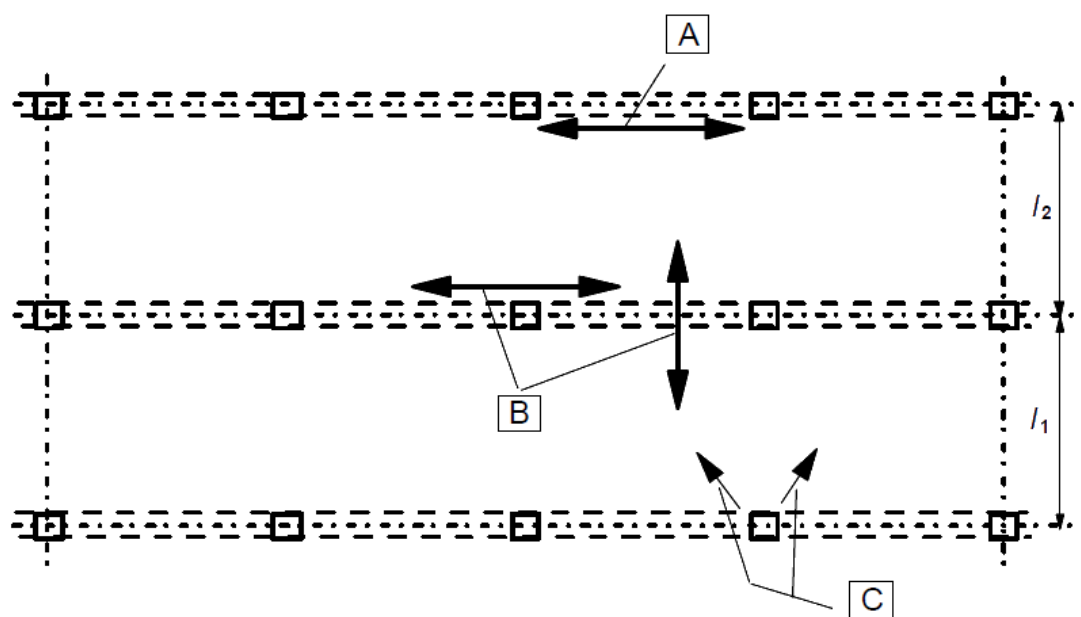
donde:

l_1, l_2 son las longitudes de los vanos (en m) de la losa de forjado a cada lado de la viga (véase la Figura A19.9.15).

$q_3 = 20 \text{ kN/m}$.

$Q_4 = 70 \text{ kN}$.

(5) Las armaduras de atado interiores deben estar conectadas a las armaduras de atado perimetrales, de forma que se asegure la transferencia de esfuerzos.



A Armadura de atado perimetral

B Armadura de atado interior

C Armadura de atado horizontal del muro o soporte

Figura A19.9.15: Esquema de atado para situaciones accidentales

9.10.2.4 Armaduras de atado horizontales de soportes y/o muros

- (1) Los soportes y muros de borde deberán atarse horizontalmente a la estructura en cada forjado, incluida la cubierta.
- (2) Las armaduras de atado deben ser capaces de resistir un esfuerzo de tracción $f_{tie,fac} = 20 \text{ kN/m}$ (por metro de fachada). Para soportes, es necesario que el esfuerzo sea inferior a $F_{tie,col} = 150 \text{ kN}$.
- (3) Los soportes de esquina deben atarse en dos direcciones. En este caso, el acero dispuesto para la armadura de atado perimetral puede utilizarse como armadura de atado horizontal.

9.10.2.5 Armaduras de atado verticales

- (1) En los edificios contruidos con paneles de 5 o más plantas, deberá disponerse una armadura de atado vertical en los soportes y/o muros para limitar el daño ocasionado por el colapso de una planta, debido a la perdida accidental del soporte o muro inferior. Estas ataduras deben formar parte de un sistema puente para salvar la zona dañada.
- (2) Habitualmente, se deben disponer armaduras de atado verticales y continuas desde el nivel inferior hasta el superior, de forma que sean capaces de trasladar la carga que actúa en el piso que se encuentra sobre el soporte o muro que accidentalmente se ha perdido, en la situación accidental de cálculo. Se podrán utilizar otras soluciones si se puede comprobar que se cumple la condición de equilibrio y que la capacidad de deformación es suficiente. Este será el caso de soluciones basadas en el efecto diafragma de los elementos del muro que se mantienen y/o en el efecto membrana del forjado.
- (3) En el caso de que un soporte o muro se apoye en su parte inferior mediante un elemento diferente a una cimentación (por ejemplo vigas o losas planas), deberá considerarse en el cálculo la pérdida accidental de este elemento y se deberá disponer una trayectoria alternativa y adecuada para las cargas.

9.10.3 Continuidad y anclaje de las armaduras de atado

- (1) Las armaduras de atado en dos direcciones horizontales deberán ser continuas de forma eficaz y estar ancladas en el perímetro de la estructura.
- (2) La armadura de atado puede disponerse totalmente embebida en la capa de compresión vertida in situ o en la unión de los elementos prefabricados. En el caso de que la armadura de atado no sea continua en un plano, deberán considerarse los efectos de flexión debidos a las excentricidades.
- (3) Habitualmente, las armaduras de atado no deben solaparse en las uniones estrechas entre los elementos prefabricados. En estos casos se deben emplear anclajes mecánicos.

10 Reglas adicionales para elementos y estructuras prefabricadas de hormigón

10.1 Generalidades

Este apartado complementa los aspectos recogidos en el Artículo 54 del Código Estructural.

(1) Las reglas de este apartado se aplican a edificios contruidos parcial o completamente con elementos de hormigón prefabricado, además son complementarias a las reglas establecidas en otros capítulos. Otros aspectos relacionados con la definición de los detalles de proyecto, la producción y el montaje estarán contemplados en las normas específicas de los productos.

10.1.1 Términos específicos utilizados en este capítulo

Elemento prefabricado: elemento elaborado en una planta de prefabricados o en un lugar diferente al de su posición final en la estructura, protegido de las condiciones meteorológicas adversas.

Producto prefabricado: elemento prefabricado elaborado cumpliendo con la norma UNE-EN o UNE específica.

Elemento mixto: elemento compuesto por hormigón in situ y prefabricado, con o sin armadura de conexión.

Forjado de viguetas y bovedillas: consiste en nervios prefabricados (o vigas) cuya separación se rellena con bloques, bovedillas cerámicas u otras formas de encofrado perdido, con o sin capa de compresión in situ.

Diafragma: elemento plano sometido a esfuerzos en su plano; puede estar constituido por varios elementos prefabricados conectados entre si.

Tirante: en el contexto de los elementos prefabricados, un tirante es un elemento sometido a tracción, efectivamente continuo, dispuesto en el forjado, muro o soporte.

Elemento prefabricado aislado: elemento para el cual no existen mecanismos resistentes secundarios disponibles para transferir la carga en caso de rotura.

Situación transitoria: en lo que se refiere a la construcción de hormigón prefabricado, las situaciones transitorias incluyen:

- Desencofrado.
- Transporte al área de almacenamiento.
- Almacenamiento (condiciones de carga y apoyo).
- Transporte a obra.
- Colocación en su posición definitiva (izado).
- Montaje (ensamblaje).

10.2 Bases del cálculo, requisitos fundamentales

(1) Los puntos a tener en cuenta de manera específica en el dimensionamiento y diseño de los detalles de proyecto para los elementos y estructuras prefabricadas de hormigón serán los siguientes:

- situaciones transitorias (véase el apartado 10.1.1),
- dispositivos de apoyo, tanto provisionales como permanentes,
- uniones y juntas entre los elementos.

(2) Deben tenerse en cuenta los efectos dinámicos en las situaciones transitorias cuando corresponda. En ausencia de un análisis más preciso, los efectos estáticos se pueden multiplicar por un coeficiente apropiado (véanse también las normas específicas para cada producto prefabricado concreto).

(3) En proyecto, deben definirse los detalles de los dispositivos mecánicos para permitir un montaje, inspección y sustitución sencilla en el caso de que sea necesario.

10.3 Materiales

10.3.1 Hormigón

10.3.1.1 Resistencia

(1) Para productos prefabricados con producción continua, sometidos a un sistema de control apropiado, siguiendo las normas del producto incluido el ensayo de la resistencia a tracción del hormigón, puede utilizarse un análisis estadístico de los resultados de los ensayos para la evaluación de la resistencia a tracción utilizada en las comprobaciones de los estados límite de servicio, como alternativa a los valores establecidos en la Tabla A19.3.1.

(2) Se podrán emplear las clases intermedias de resistencia establecidas en la Tabla A19.3.1.

(3) En el caso de utilizar el curado al vapor en elementos de hormigón prefabricado, la resistencia a compresión media ($f_{cm}(t)$) del hormigón a una edad t anterior a los 28 días podrá estimarse utilizando la expresión (3.1), en la que se sustituye la edad del hormigón, t , por la edad del hormigón corregida en función de la temperatura, obtenida de la expresión (B.10) del Apéndice B.

NOTA: El coeficiente $\beta_{cc}(t)$ se debe limitar a 1.

Para determinar el efecto del curado al vapor se podrá emplear la expresión (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 el curado al vapor (es decir, en el momento de transferencia del pretensado), medida en un tiempo t_p ($t_p < t$) sobre muestras que han sido sometidas a las mismas condiciones y tratamiento que el hormigón prefabricado.

10.3.1.2 Fluencia y retracción

(1) En elementos de hormigón prefabricado curados al vapor, es admisible estimar los valores de las deformaciones de fluencia de acuerdo con la función de madurez (expresión (B.10) del Apéndice B).

(2) Para calcular las deformaciones de fluencia, en la expresión (B.5) la edad del hormigón en el momento de la carga t_0 (en días) debe reemplazarse por la edad equivalente del hormigón obtenida mediante las expresiones (B.9) y (B.10) del Apéndice B.

(3) En los elementos prefabricados sometidos a un curado al vapor se podrá suponer que:

- la deformación por retracción no es significativa durante el curado al vapor y
- la deformación por retracción autógena es insignificante.

10.3.2 Armadura activa

10.3.2.1 Propiedades mecánicas de la armadura activa

(1) En los elementos pretensados, deberá considerarse el efecto del incremento de temperatura durante el proceso de curado para el cálculo de las pérdidas por relajación.

NOTA: La relajación se acelera durante la aplicación del curado al vapor si se introduce una variación térmica al mismo tiempo. Finalmente, la velocidad de relajación se reduce al final del tratamiento.

(2) En las funciones de relajación variables con el tiempo e indicadas en el apartado 3.3.2 (7), debe incrementarse el tiempo posterior al tesado (t) en un tiempo equivalente, t_{eq} . Con ello se tendrá en cuenta los efectos del tratamiento térmico en las pérdidas del pretensado debidas a la relajación de la armadura activa. El tiempo equivalente se podrá estimar mediante la expresión (10.2):

$$t_{eq} = \frac{1,14^{T_{max}-20}}{T_{max}-20} \sum_{i=1}^n (T_{(\Delta t_i)} - 20) \Delta t_i \quad (10.2)$$

donde:

- t_{eq} es el tiempo equivalente (en horas),
- $T_{(\Delta t_i)}$ es la temperatura (en °C) durante el intervalo de tiempo Δt_i .
- T_{max} es la temperatura máxima (en °C) durante el tratamiento térmico.

10.5 Análisis estructural

10.5.1 Generalidades

(1) El análisis deberá tener en cuenta los siguientes aspectos:

- El comportamiento de las unidades estructurales en todas las fases de la construcción, utilizando la geometría apropiada para cada etapa, además de su interacción con otros elementos (por ejemplo, la acción mixta con hormigón in situ u otras unidades prefabricadas);

- El comportamiento del sistema estructural considerando el comportamiento de las uniones entre elementos, con especial atención a las deformaciones reales y la resistencia de las conexiones.
- Las incertidumbres producidas por las desviaciones en la geometría, en el posicionamiento de los elementos y apoyos, influyen en la coacción y transmisión de esfuerzos entre los diferentes elementos.

(2) El efecto favorable de la coacción horizontal originada por el rozamiento debido al peso de los elementos apoyados, puede utilizarse únicamente en zonas que carezcan de riesgo sísmico (utilizando $\gamma_{G,inf}$) y donde:

- La estabilidad global de la estructura no sólo dependa del rozamiento,
- La disposición de los apoyos evite la posibilidad de acumular un deslizamiento irreversible de los elementos, tales como el causado por un comportamiento desigual bajo acciones alternas (por ejemplo, los efectos térmicos cíclicos en los bordes de contacto de elementos simplemente apoyados).
- Se elimine la posibilidad de que se den cargas de impacto significativas.

(3) Se deberán considerar los efectos de los desplazamientos horizontales en el cálculo de la resistencia de la estructura y la integridad de las uniones.

10.5.2 Pérdidas del pretensado

(1) El procedimiento de curado al vapor en elementos de hormigón prefabricado provoca la aparición de una pérdida térmica específica, ΔP_θ , como consecuencia de la reducción de la tensión de tracción en las armaduras activas y de la dilatación coartada del hormigón debida al incremento de temperatura. Esta pérdida puede estimarse mediante la expresión (10.3)

$$\Delta P_\theta = 0,5 A_p E_p \alpha_c (T_{max} - T_0) \quad (10.3)$$

donde:

- A_p es el área de las armaduras activas,
- E_p es el módulo de elasticidad de las armaduras activas,
- α_c es el coeficiente de dilatación térmica del hormigón (véase el apartado 3.1.3 (5)),
- $T_{max} - T_0$ es la diferencia entre la temperatura máxima y la inicial en el hormigón próximo a las armaduras activas, en °C.

NOTA: Cualquier pérdida del pretensado ΔP_θ producida por el alargamiento debido al curado al vapor, puede despreciarse si se aplica un precalentamiento a las armaduras activas.

10.9 Reglas particulares para el cálculo y definición de los detalles de proyecto

10.9.1 Momentos de empotramiento en losas

(1) Los momentos de empotramiento pueden ser resistidos mediante la armadura superior dispuesta en la capa de compresión o bien en el macizado de los alveolos. En

el primer caso, el esfuerzo rasante en la unión debe comprobarse de acuerdo con el apartado 6.2.5. En el segundo caso, la transferencia de los esfuerzos entre el macizado de hormigón in situ y la losa alveolar deberá comprobarse de acuerdo con el apartado 6.2.5. La longitud de la armadura superior deberá cumplir lo establecido en el apartado 9.2.1.3.

(2) Se debe disponer una armadura y/o establecer una definición particularizada de los detalles de proyecto, con el fin de tener en cuenta los efectos no previstos y causados por las coacciones en los apoyos de losas simplemente apoyadas.

10.9.2 Unión de muro con forjado

(1) Habitualmente, en los elementos muro dispuestos sobre un forjado de losas, la armadura debe disponerse con el fin de tener en cuenta las posibles excentricidades y concentraciones de cargas verticales en los extremos del muro. Para los elementos de forjado véase el apartado 10.5.1 (2).

(2) No es necesaria una armadura específica siempre que la carga vertical por unidad de longitud sea $\leq 0,5 h \cdot f_{cd}$, donde h es el espesor del muro (véase la Figura A19.10.1). La carga puede incrementarse hasta $0,6 h \cdot f_{cd}$, si se dispone de armadura de acuerdo con la Figura A19.10.1, con un diámetro $\phi \geq 6 \text{ mm}$ y una separación, s , no superior al menor valor entre h y 200 mm . Para cargas mayores, la armadura debe calcularse de acuerdo con (1). Se deberá realizar una comprobación independiente para el muro inferior.

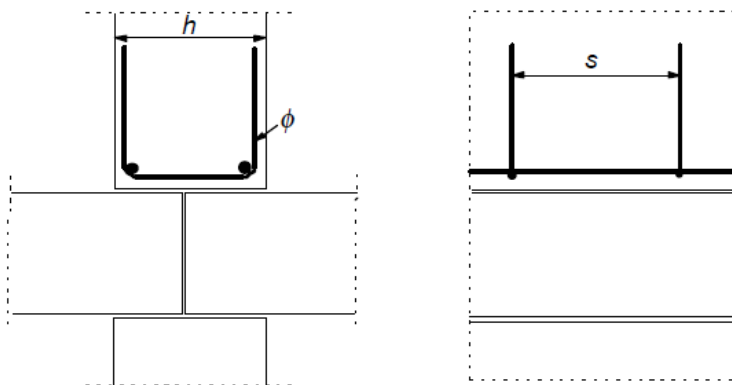


Figura A19.10.1: Ejemplo de armadura en un muro sobre la conexión entre dos losas de forjado

10.9.3 Sistemas de forjados

(1) Las definiciones de los detalles de proyecto relativas a los sistemas de forjados deberán ser coherentes con las hipótesis de análisis y de dimensionamiento, además de tener en cuenta las normas del producto correspondientes.

(2) En el caso de tener en cuenta un reparto transversal de cargas entre las unidades adyacentes, se debe disponer una unión de cortante adecuada.

(3) Deberán considerarse los efectos de las posibles coacciones de elementos prefabricados, incluso si se han supuesto apoyos simples en el cálculo.

(4) La transferencia del cortante en las uniones puede alcanzarse de diferentes formas. En la Figura A19.10.2 se muestran los tres tipos principales de uniones.

(5) La distribución transversal de cargas debe basarse en los cálculos o ensayos, teniendo en cuenta las posibles variaciones de carga existentes entre los elementos prefabricados. El esfuerzo de cortante resultante entre las unidades de forjado debe considerarse en el cálculo de las uniones y las partes adyacentes de los elementos (por ejemplo, nervios y almas exteriores).

Para forjados con una distribución uniforme de cargas y en ausencia de un análisis más preciso, el esfuerzo de cortante por unidad de longitud se podrá tomar como:

$$v_{Ed} = q_{Ed} \cdot b_e / 3 \quad (10.4)$$

donde:

q_{Ed} es el valor de cálculo de la carga variable (kN/m^2),

b_e es el ancho del elemento

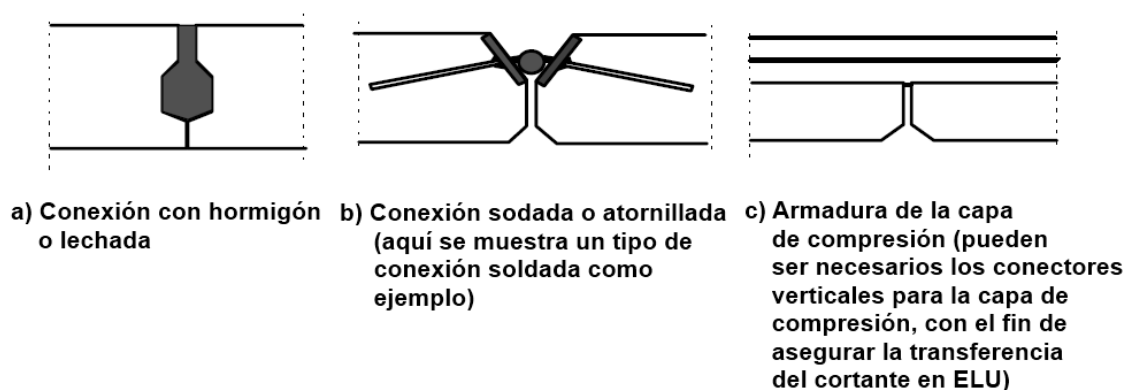


Figura A19.10.2: Ejemplos de conexiones para la transferencia del cortante

(6) En el caso de suponer que los forjados prefabricados trabajan como diafragmas para transferir las cargas horizontales a los elementos de arriostramiento, se debe considerar lo siguiente:

- el diafragma debe formar parte de un modelo estructural realista, teniendo en cuenta la compatibilidad de las deformaciones con los elementos de arriostramiento,
- se deben tener en cuenta los efectos de la deformación horizontal en todas las partes de la estructura debidas a la transferencia de las cargas horizontales,
- se debe armar el diafragma para los esfuerzos de tracción supuestos en el modelo estructural,
- debe tenerse en cuenta la concentración de tensiones en los huecos y conexiones a la hora de establecer la definición de los detalles de proyecto de las armaduras.

(7) La armadura transversal para la transferencia del cortante a través del diafragma, puede concentrarse a lo largo de los apoyos, formando sistemas de atado coherentes con el modelo estructural. Esta armadura puede disponerse en la capa de compresión, si existe.

(8) Las piezas prefabricadas con una capa de compresión de al menos 40 mm pueden calcularse como elementos mixtos, si se comprueba el rasante en la superficie de contacto, de acuerdo con el apartado 6.2.5. El elemento prefabricado deberá comprobarse en todas las fases de la construcción, antes y después de que la acción mixta se haga efectiva.

(9) La armadura transversal de flexión y otros esfuerzos, puede disponerse completamente en la capa de compresión. La definición de los detalles de proyecto debe ser coherente con el modelo estructural (por ejemplo si se supone un forjado bidireccional).

(10) Las almas o nervios independientes de la losa (es decir, elementos no conectados para la transferencia del cortante) deben disponerse con una armadura de cortante igual a la correspondiente a las vigas.

(11) Los forjados de viguetas y bovedillas sin capa de compresión pueden analizarse como losas macizas en el caso de que las viguetas transversales ejecutadas in situ se contengan con una armadura continua, a través de las viguetas longitudinales prefabricadas y con una separación s_T acorde con la Tabla A19.10.1.

(12) Para la función de diafragma entre los elementos de la losa prefabricada con las uniones hormigonadas o rellenas de mortero, la tensión de rasante media v_{Rdi} deberá limitarse a 0,1 N/mm² para las superficies muy lisas. En cambio, para las superficies lisas y rugosas se limitará a 0,15 N/mm² (véase el apartado 6.2.5 para la definición de las superficies)

Tabla A19.10.1: Separación máxima de viguetas transversales, s_T , para el análisis de forjados de viguetas y bovedillas como losas macizas, s_L es la separación de las viguetas longitudinales, l_L es la longitud (luz) de las viguetas longitudinales y h es el espesor del forjado nervado.

Tipo de cargas impuestas	$s_L \leq l_L/8$	$s_L > l_L/8$
Residencial, nieve	No necesaria	$s_T \leq 12h$
Otras	$s_T \leq 10h$	$s_T \leq 8h$

10.9.4 Uniones y apoyos de los elementos prefabricados

10.9.4.1 Materiales

(1) Los materiales utilizados para las conexiones deberán:

- ser estables y durables durante la vida útil de proyecto de la estructura,

- ser química y físicamente compatibles,
- estar protegidos contra las agresiones químicas y físicas,
- tener una resistencia al fuego coherente con la de la estructura.

(2) Las placas de apoyo deberán tener unas propiedades de resistencia y deformación conformes con las hipótesis de cálculo.

(3) Las sujeciones metálicas para los revestimientos, destinadas a clases de ambientes distintos de X0 y XC1 (véase la Tabla 27.1.a del Código Estructural) y no protegidas frente al ambiente, deberán ser de un material resistente a la corrosión. Si es posible la inspección, también podrán utilizarse recubrimientos protectores.

(4) Deberá comprobarse la idoneidad del material antes de llevar a cabo la soldadura, el templado o la conformación en frío de los elementos.

10.9.4.2 Reglas generales para el dimensionamiento y definición de los detalles de proyecto relativos a las conexiones.

(1) Las conexiones deberán ser capaces de resistir los efectos de las acciones, coherentes con las hipótesis de cálculo, para ajustarse a las deformaciones necesarias y asegurar el comportamiento robusto de la estructura.

(2) En los extremos de los elementos, deberá evitarse la rotura y el desconchamiento prematuro del hormigón teniendo en cuenta:

- los desplazamientos relativos entre los elementos,
- las imperfecciones,
- los requisitos de montaje,
- la facilidad de ejecución,
- la facilidad de inspección.

(3) La comprobación de la resistencia y la rigidez de las conexiones debe basarse en el análisis, posiblemente asistido por ensayos (para el dimensionamiento asistido por ensayos, véase el Apéndice del Anejo 18 del Código Estructural). Las imperfecciones deben tenerse en cuenta. En los valores obtenidos de los ensayos, deben tenerse en cuenta las desviaciones desfavorables derivadas de las condiciones de los ensayos.

10.9.4.3 Conexiones que transmiten esfuerzos de compresión

(1) Se pueden ignorar los esfuerzos de cortante en las conexiones comprimidas si el cortante es inferior al 10 % del esfuerzo de compresión.

(2) Para las conexiones con materiales de apoyo como mortero, hormigón o polímeros, debe impedirse el movimiento relativo entre las superficies en contacto durante el proceso de endurecimiento del hormigón.

(3) Las conexiones sin material de apoyo (conexiones secas) únicamente deben utilizarse en los casos en los que se garantice una buena calidad en la ejecución. La tensión media en apoyos con superficies planas no deberá superar el valor $0,3f_{cd}$. Las conexiones secas, incluidas las superficies curvas (convexas), deben calcularse con la debida consideración de la geometría.

(4) Se deben considerar las tensiones transversales de tracción en los elementos adyacentes. Éstas pueden deberse a una concentración de cargas de compresión de acuerdo con la Figura A19.10.3a), o a la deformación transversal de los apoyos de neopreno conforme a la Figura A19.10.3 b). En el caso a), la armadura puede calcularse y disponerse de acuerdo con el apartado 6.5. En el caso b) la armadura debe disponerse cerca de las superficies de los elementos adyacentes.

(5) En ausencia de modelos más precisos, la armadura en el caso b) puede calcularse de acuerdo con la expresión (10.5):

$$A_s = 0,25 (t/h) F_{Ed} / f_{yd} \quad (10.5)$$

donde:

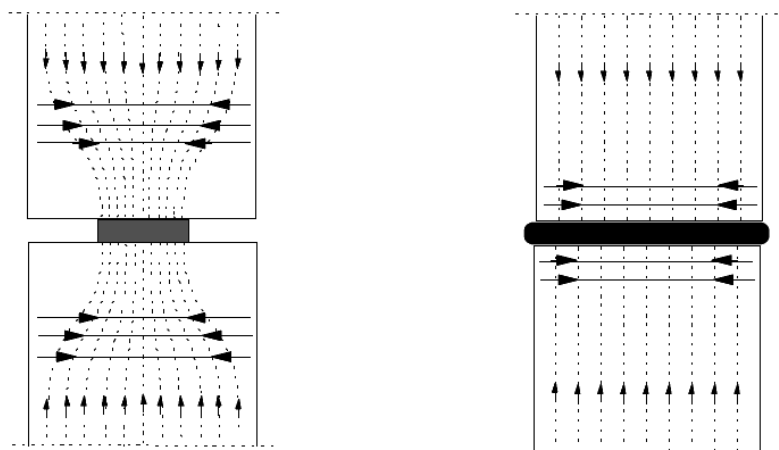
A_s es el área de armadura en cada superficie,

t es el espesor de la placa de apoyo,

h es la dimensión de la placa de apoyo en la dirección de la armadura,

F_{Ed} es el esfuerzo de compresión en la conexión.

(6) La capacidad máxima de las conexiones sometidas a compresión se puede determinar de acuerdo con el apartado 6.7, o puede basarse en los resultados de los ensayos (para el cálculo asistido por ensayos véase el Anejo 18 del Código Estructural).



a) Aparatos de apoyo concentrados b) deformación transversal de los apoyos de neopreno

Figura A19.10.3: Tensiones transversales de tracción en conexiones sometidas a compresión

10.9.4.4 Conexiones que transmiten los esfuerzos cortantes

(1) Para la transferencia del cortante entre las caras enfrentadas de dos hormigones (por ejemplo, un elemento prefabricado y hormigón in situ) véase el apartado 6.2.5.

10.9.4.5 Conexiones que transmiten momentos flectores o esfuerzos de tracción.

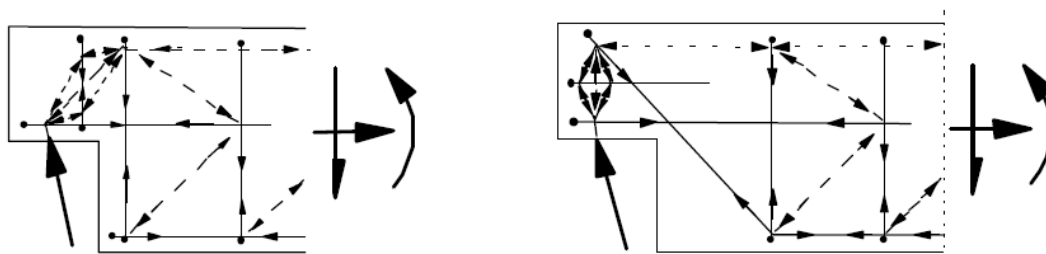
(1) La armadura deberá ser continua a lo largo de la conexión y estar anclada en los elementos adyacentes.

(2) La continuidad puede obtenerse mediante:

- Solape de barras,
- Inyección de lechada en las vainas,
- Solape de los ganchos de la armadura,
- Soldadura de barras o chapas de acero,
- Pretensado,
- Dispositivos mecánicos (manguitos roscados o por adherencia),
- Conectores embutidos (empalmes a compresión).

10.9.4.6 Juntas a media madera

(1) Las juntas se indican a media madera pueden calcularse utilizando un modelo de bielas y tirantes de acuerdo con el apartado 6.5. En la figura A19.10.4 se indican dos modelos alternativos y sus armaduras. Ambos modelos pueden combinarse.



NOTA: La figura muestra únicamente los elementos principales del modelo de bielas y tirantes.

Figura A19.10.4: Modelos indicativos de la armadura en juntas a media madera

10.9.4.7 Anclaje de las armaduras en los apoyos

(1) La armadura en los apoyos y los elementos de apoyo deben tener una configuración definida en los detalles de proyecto, de forma que permitan asegurar el anclaje en cada nudo, teniendo en cuenta las posibles desviaciones eventuales. En la Figura A19.10.5 se muestra un ejemplo de ello.

La longitud de apoyo efectiva a_1 es controlada por una distancia d (véase la Figura A19.10.5) desde el borde de los respectivos elementos donde:

$$d_i = c_i + \Delta a_i \quad \text{con ganchos horizontales u otros tipos de barras ancladas.}$$

$$d_i = c_i + \Delta a_i + r_i \quad \text{con barras verticales dobladas.}$$

Donde:

c_i es el recubrimiento de hormigón,

Δa_i es el margen de tolerancia para la imperfección (véase el apartado 10.5.5.2 (1)),

r_i es el radio de doblado.

Véase la Figura A19.10.5 y el apartado 10.5.5.2 (1) para las definiciones de Δa_2 y Δa_3 .

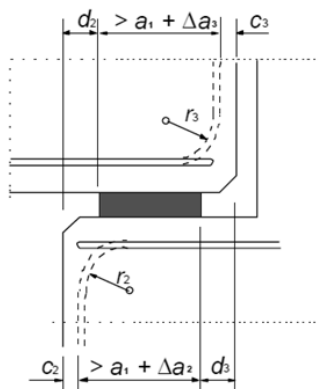


Figura A19.10.5: Ejemplo de la definición de los detalles de proyecto de la armadura de un apoyo

10.9.5 Apoyos

10.9.5.1 Generalidades

(1) Deberá asegurarse el buen funcionamiento de los apoyos mediante la disposición de armadura en los elementos adyacentes, la limitación de las tensiones de los apoyos, así como las disposiciones específicas que permiten tener en cuenta los movimientos o restricciones.

(2) En los apoyos que no permiten el deslizamiento o giro, deben tenerse en cuenta, en el cálculo de los elementos adyacentes, las acciones debidas a la fluencia, retracción, temperatura, falta de alineación, falta de verticalidad, etc.

(3) Los efectos de (2) pueden requerir la utilización de una armadura transversal en los apoyos y en los elementos apoyados, y/o armaduras de continuidad para el atado de los elementos entre sí. Además, dichos efectos pueden tener influencia en el cálculo de la armadura principal de estos elementos.

(4) El dimensionamiento de los apoyos, así como la definición de los detalles de proyecto correspondientes, deberán ser tales que aseguren un posicionamiento correcto, teniendo en cuenta las desviaciones de la fabricación y el montaje.

(5) Deberán tenerse en cuenta los posibles efectos de los anclajes de pretensado y sus huecos.

10.9.5.2 Apoyos para elementos conectados (no aislados)

(1) La longitud nominal de un apoyo simple, como el que se muestra en la Figura A19.10.6, se podrá 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 que está relacionada con la tensión admisible en el apoyo, $a_1 = F_{Ed}/(b_1 f_{Rd})$, pero no inferior a los valores mínimos de la Tabla A19.10.2.

F_{Ed} es el valor de cálculo de la reacción del apoyo.

b_1 es el ancho neto del apoyo (véase (3)).

f_{Rd} es el valor de cálculo de la tensión admisible en el apoyo (véase (2)).

a_2 es la distancia considerada como ineficaz más allá del límite exterior del elemento de apoyo (véase la Figura A19.10.6 y la Tabla A19.10.3).

a_3 es la distancia considerada como ineficaz más allá del límite exterior del elemento apoyado (véase la Figura A19.10.6 y la Tabla A19.10.4).

Δa_2 es el margen de tolerancia para la distancia entre los elementos de apoyo (véase la Tabla A19.10.5).

Δa_3 es el margen de tolerancia para la longitud de los elementos apoyados, $\Delta a_3 = l_n/2500$, donde l_n es la longitud del elemento.

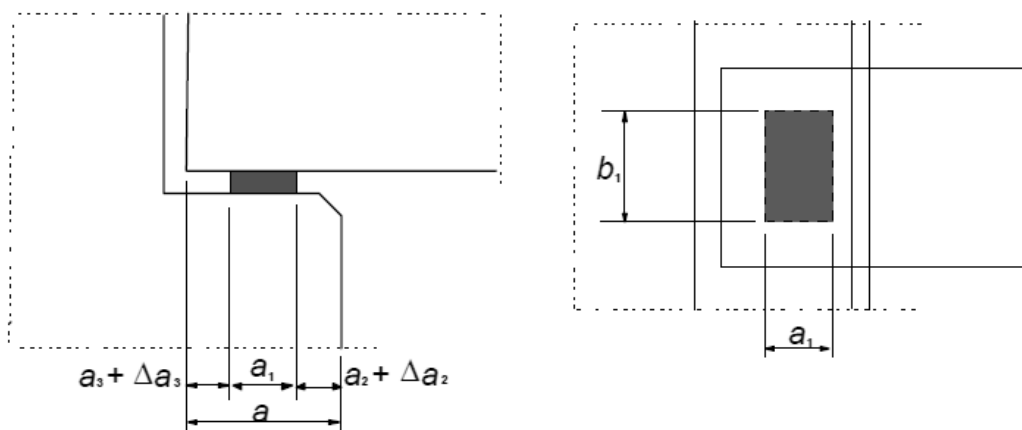


Figura A19.10.6: Ejemplo de apoyo con sus definiciones

Tabla A19.10.2: Valor mínimo de a_1 en mm .

Tensión relativa en el apoyo σ_{Ed}/f_{cd}	$\leq 0,15$	$0,15 - 0,4$	$> 0,4$
Apoyos lineales (forjados, cubiertas)	25	30	40
Forjados de vigas y viguetas	55	70	80
Apoyos concentrados (vigas)	90	110	140

Tabla A19.10.3: Distancia $a_2(mm)$ considerada como ineficaz más allá del límite exterior del elemento de apoyo. Se deben utilizar bloques de hormigón en los casos (-).

Material y tipo de apoyo	σ_{Ed}/f_{cd}	$\leq 0,15$	$0,15-0,4$	$> 0,4$
Acero	lineal	0	0	10
	concentrado	5	10	15
Hormigón armado $\geq f_{ck}N/mm^2$	lineal	5	10	15
	concentrado	10	15	25
Hormigón en masa y hormigón armado $< f_{ck} 30 N/mm^2$	lineal	10	15	25
	concentrado	20	25	35
Fábrica de ladrillo	lineal	10	15	(-)
	concentrado	20	25	(-)

Tabla A19.10.4: Distancia $a_3(mm)$ considerada como ineficaz más allá del límite exterior del elemento apoyado.

Definición de los detalles de proyecto de la armadura	Apoyo	
	Lineal	Concentrado
Barras continuas sobre el apoyo (con empotramiento o no en la viga)	0	0
Barras rectas, ganchos horizontales, próximos al extremo del elemento	5	15, pero no inferior al recubrimiento en el extremo
Armaduras activas o barras rectas expuestas en el extremo del elemento	5	15
Ganchos en U verticales	15	Recubrimiento en el extremo + radio interior de doblado

Tabla A19.10.5: Margen de tolerancia Δa_2 para la distancia libre entre las caras de los apoyos. Considerando l como la luz del vano.

Material del apoyo	Δa_2
Acero u hormigón prefabricado	$10 \leq l/1200 \leq 30 \text{ mm}$
Fábrica de ladrillo u hormigón in situ	$15 \leq l/1200 + 5 \leq 40 \text{ mm}$

(2) En ausencia de otras especificaciones, se podrán utilizar los siguientes valores para la tensión admisible en el apoyo:

$$f_{Rd} = 0,4 f_{cd} \quad \text{para conexiones secas (véase el apartado 10.5.4.3 (3) para su definición).}$$

$$f_{Rd} = f_{bed} \leq 0,85 f_{cd} \quad \text{para el resto de casos.}$$

Donde:

f_{cd} es la menor de las resistencias de cálculo del 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 mortero, neoprenos o dispositivos similares), el ancho de cálculo del apoyo, b_1 , se puede tomar igual al ancho real del apoyo. Si este no es el caso, el valor de b_1 no debe ser mayor de 600 mm, salvo que exista un análisis más preciso.

10.9.5.3 Apoyos para elementos aislados

(1) La longitud nominal deberá ser 20 mm mayor que la de los elementos no aislados.

(2) Si el apoyo permite los desplazamientos en el soporte, la longitud neta de apoyo, a_1 , deberá incrementarse de forma que permita dichos movimientos.

(3) Si un elemento está vinculado o coaccionado en un nivel diferente al de su apoyo, la longitud neta de apoyo, a_1 , deberá aumentarse para soportar los efectos de los posibles giros alrededor del elemento de vinculación o coacción.

10.9.6 Cimentaciones en cáliz

10.9.6.1 Generalidades

(1) Los cálices de hormigón deberán ser capaces de transferir las acciones verticales, los momentos flectores y los cortantes horizontales de los soportes al terreno. El cáliz debe ser lo suficientemente grande como para permitir un hormigonado correcto por debajo y alrededor del soporte.

10.9.6.2 Cáliz con llaves en su superficie

(1) Se puede considerar que los cálices que han sido expresamente fabricados con paredes dentadas o con llaves en su superficie, actúan de forma monolítica con el soporte.

(2) Cuando la transmisión del momento genere esfuerzos verticales de tracción, es necesario cuidar la definición de los detalles de proyecto, como del solape de las armaduras en los soportes y en las cimentaciones, teniendo en cuenta que la separación entre las barras solapadas es la adecuada. La longitud de solape, acorde con el apartado 8.7, debe incrementarse como mínimo en la distancia horizontal entre las barras del soporte y la cimentación (véase la Figura A19.10.7 (a)). Además, se debe disponer una armadura horizontal adecuada en el solape.

(3) El cálculo de la armadura de punzonamiento debe realizarse como en el caso de soportes y cimentaciones monolíticas, de acuerdo con el apartado 6.4 (véase la Figura A19.10.7 (a)), siempre que se compruebe la transferencia del cortante entre el soporte y la cimentación. Si esta condición no se cumple, el cálculo del punzonamiento debe realizarse de forma similar al de los cálices de superficies lisas.

10.9.6.3 Cálices con superficies lisas

(1) Puede suponerse que las fuerzas y momentos se transfieren del pilar a la cimentación, mediante los esfuerzos de compresión, F_1 , F_2 y F_3 , a través del hormigón de relleno y de los correspondientes esfuerzos de rozamiento, tal y como se muestra en la Figura A19.10.7 (b). Este modelo requiere que $l \geq 1,2h$.

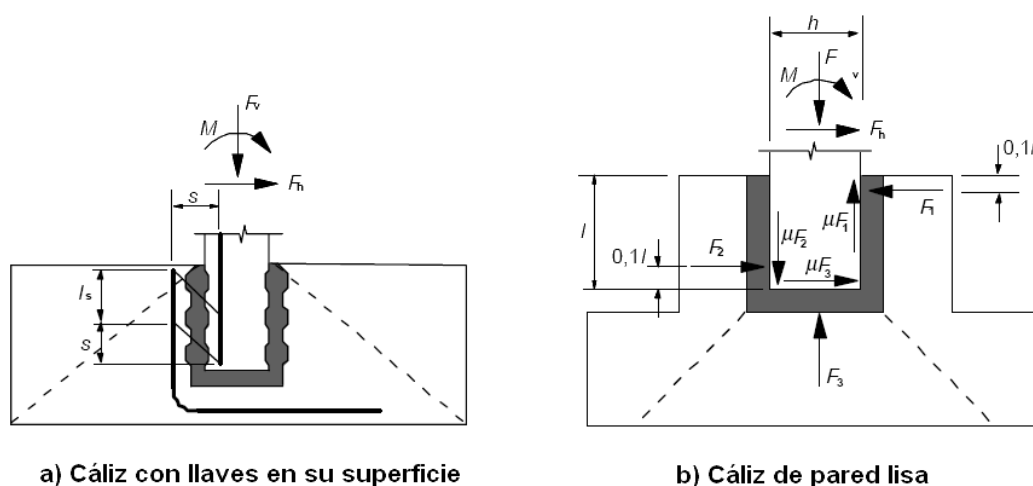


Figura A19.10.7 Cimentaciones en cáliz

(2) El coeficiente de rozamiento no debe tomarse superior a $\mu = 0,3$.

(3) Se debe prestar una atención especial a:

- La definición de la armadura de refuerzo resistir F_1 , en la parte superior de las paredes del cáliz,
- la transferencia de F_1 a lo largo de las paredes laterales hasta la zapata,

- el anclaje de la armadura principal en el soporte y en las paredes del cáliz,
- la resistencia a cortante del soporte en el cáliz,
- la resistencia al punzonamiento de la cimentación del cáliz bajo el esfuerzo del soporte, cuyo cálculo debe tener en cuenta el hormigón estructural in situ situado bajo el elemento prefabricado.

10.9.7 Sistemas de atado

(1) Para los elementos tipo placa cargados o solicitados en su plano, por ejemplo muros y forjados actuando como diafragmas, la interacción necesaria puede obtenerse mediante el atado del conjunto de la estructura con armaduras de atado perimetrales y/o interiores.

Los mismos elementos de atado pueden también actuar para prevenir el colapso progresivo, como se indica en el apartado 9.10.

11 Estructuras de hormigón con áridos ligeros

11.1 Generalidades

(1) En este apartado se proporcionan una serie de requisitos adicionales a los recogidos en el Anejo 8 del Código Estructural “Recomendaciones para la utilización de hormigón ligero”.

11.1.1 Alcance

(1) Los apartados del 1 al 10 y el 12 de este anejo, serán de aplicación, a menos que sean sustituidas por cláusulas especiales establecidas en este apartado. En general, cuando se utilicen valores de la resistencia de la Tabla A19.3.1 en expresiones, dichos valores serán sustituidos por los correspondientes al hormigón ligero, establecidos en la Tabla A19.11.3.1 de este apartado.

(2) El apartado 11 se aplica a aquellos hormigones con una estructura cerrada y elaborados con áridos minerales ligeros, naturales o artificiales, a menos que la experiencia indique que puede adoptarse, de manera fiable y en condiciones de seguridad, una disposición diferente a las establecidas en este apartado.

11.1.2 Notación específica

(1) Para el hormigón ligero se emplea la siguiente notación específica:

HL	las clases resistentes de hormigón con áridos ligeros están precedidas por las letras HL.
η_E	coeficiente de conversión para el cálculo del módulo de elasticidad.
η_1	coeficiente para determinar la resistencia a tracción.
η_2	coeficiente para determinar el coeficiente de fluencia.
η_3	coeficiente para determinar la retracción de secado.
ρ	densidad del hormigón con áridos ligeros secado en estufa, en kg/m^3 .

Para las propiedades mecánicas se utilizará un subíndice adicional l (de ligero).

11.2 Bases de cálculo

(1) Para los hormigones ligeros, se puede aplicar el apartado 2 de este anejo sin necesidad de hacer modificaciones.

11.3 Materiales

Se establecerán los requisitos recogidos en el apartado 5.1.2 del Anejo 8 del Código Estructural.

11.3.1 Hormigón

(1) Los hormigones con áridos ligeros se clasifican de acuerdo con su densidad, como se muestra en la Tabla A19.11.1. Además, esta tabla establece las densidades correspondientes al hormigón en masa y al hormigón armado, con unas cuantías de armaduras normales, que puede utilizarse para el cálculo del peso propio o las cargas permanentes. De forma alternativa, la densidad se puede establecer como un valor objetivo.

(2) Alternativamente, la contribución de la armadura a la densidad puede determinarse mediante el cálculo.

Tabla A19.11.1: Clases de densidad y densidades de cálculo correspondientes a los hormigones con áridos ligeros.

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 áridos ligeros puede obtenerse multiplicando los valores de f_{ct} , establecidos en la Tabla A19.3.1, por el coeficiente:

$$\eta_1 = 0,40 + 0,60 \rho / 2200 \quad (11.1)$$

donde:

ρ es el límite superior de la densidad del hormigón secado en estufa para la clase correspondiente, de acuerdo con la Tabla A19.11.1.

11.3.2 Deformación Elástica

Se adoptará lo indicado en el apartado 4.1. del Anejo 8 del Código Estructural.

En el caso de necesitar datos más precisos, por ejemplo donde las deformaciones son de gran importancia, se deben llevar a cabo ensayos para determinar los valores de E_{lcm} , de acuerdo con la norma ISO 6784.

Tabla A19.11.3.1: Características de tensión y deformación del hormigón ligero.

Clases resistentes para los hormigones ligeros														Expresión analítica/ Comentarios
f_{ick} (N/mm2)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	
	17	22	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	Para $f_{ick} \geq 20$ $f_{icm} = f_{ick} + 8$ (N/mm2)
f_{icm} (N/mm2)	$f_{icm} = f_{ctm} \cdot \eta_1$													$\eta_1 = 0,40 + 0,60\rho/2200$
f_{icm} (N/mm2)	$f_{icm,0,05} = f_{ctk,0,05} \cdot \eta_1$													Cuantil del 5%
$f_{icm,0,05}$ (N/mm2)	$f_{icm,0,95} = f_{ctk,0,95} \cdot \eta_1$													Cuantil del 95%
$f_{icm,0,95}$ (N/mm2)	$E_{icm} = E_{cm} \cdot \eta_E$													$\eta_E = (\rho/2200)^2$
E_{icm} (103N/mm2)	$k f_{icm}/(E_{cm} \cdot \eta_E)$ $k = 1,1$ para hormigones con áridos ligeros finos. $k = 1,0$ para el resto de hormigones con áridos ligeros.													Véase la Figura A19.3.2
ε_{lc1} (‰)	ε_{lc1}													Véase la Figura A19.3.2
ε_{lcu1} (‰)	2,0				2,2		2,3	2,4	2,5	Véase la Figura A19.3.3				Véase la Figura A19.3.3
ε_{lc2} (‰)	3,5 η_1				3,1 η_1		2,9 η_1	2,7 η_1	2,6 η_1	Véase la Figura A19.3.3 $ \varepsilon_{lcu2} \geq \varepsilon_{lc2} $				Véase la Figura A19.3.3
ε_{lcu2} (‰)	2,0				1,75		1,6	1,45	1,4	Véase la Figura A19.3.4				Véase la Figura A19.3.4
η	1,75				1,8		1,9	2,0	2,2	Véase la Figura A19.3.4				Véase la Figura A19.3.4
ε_{lc3} (‰)	3,5 η_1				3,1 η_1		2,9 η_1	2,7 η_1	2,6 η_1	Véase la Figura A19.3.4 $ \varepsilon_{lcu3} \geq \varepsilon_{lc3} $				Véase la Figura A19.3.4
ε_{lcu3} (‰)														

11.3.3 Fluencia y retracción

(1) Para el hormigón con áridos ligeros, el coeficiente de fluencia φ puede suponerse igual al valor correspondiente a un hormigón de densidad convencional, multiplicado por un coeficiente $(\rho/2200)^2$.

Las deformaciones de fluencia obtenidas deberán multiplicarse por un coeficiente η_2 , que se obtiene mediante las siguientes expresiones:

$$\eta_2 = 1,3 \quad \text{para } f_{lck} \leq HL16/18.$$

$$\eta_2 = 1,0 \quad \text{para } f_{lck} \leq HL20/22.$$

(2) Los valores de la retracción final de secado para los hormigones ligeros puede obtenerse multiplicando los valores correspondientes a hormigones de densidad convencional, en la Tabla A19.3.2, por un coeficiente η_3 , que se establece en las siguientes expresiones:

$$\eta_3 = 1,5 \quad \text{para } f_{lck} \leq HL16/18.$$

$$\eta_3 = 1,2 \quad \text{para } f_{lck} \leq HL20/22.$$

(3) Las expresiones (3.11), (3.12) y (3.13), que proporcionan información sobre la retracción autógena, establecen los valores máximos para los hormigones con áridos ligeros, cuando los áridos no proporcionan agua a la microestructura durante el secado. Si se emplean áridos ligeros saturados de agua, completa o parcialmente, los valores de la retracción autógena se verán considerablemente reducidos.

11.3.4 Diagramas tensión-deformación para el análisis estructural no lineal

(1) En el caso de los hormigones con áridos ligeros, se deben reemplazar los valores de ε_{c1} y ε_{cu1} de la Figura A19.3.2 por los valores ε_{lc1} y ε_{lcu1} establecidos en la Tabla A19.11.3.1.

11.3.5 Valores de cálculo de las resistencias a tracción y a compresión

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

$$f_{lcd} = \alpha_{lcc} f_{lck} / \gamma_c \quad (11.3.15)$$

donde γ_c es el coeficiente parcial de seguridad del hormigón (véase el apartado 2.4.2.4) y α_{lcc} es un coeficiente de acuerdo con 3.1.6 (1), cuyo valor será $\alpha_{lcc} = 0,85$.

Comentario:

En el caso del hormigón con árido ligero, el cansancio se produce para niveles de tensión permanente menores que en hormigón convencional, por lo que el coeficiente de reducción de la resistencia a adoptar debe ser menor que aquél.

(2) El valor de cálculo de la resistencia a tracción se define como:

$$f_{lctd} = \alpha_{lct} f_{lctk} / \gamma_c \quad (11.3.16)$$

Donde γ_c es el coeficiente parcial de seguridad del hormigón (véase 2.4.2.4) y α_{lct} es un coeficiente de acuerdo con 3.1.6 (2), cuyo valor será $\alpha_{lct} = 0,85$.

11.3.6 Diagrama tensión-deformación para el cálculo de las secciones

(1) En el caso de los hormigones con áridos ligeros, se deben reemplazar los valores de ε_{c2} y ε_{cu2} de la Figura A19.3.3 por los valores ε_{lc2} y ε_{lcu2} establecidos en la Tabla A19.11.3.1.

(2) En el caso de los hormigones con áridos ligeros, se deben reemplazar los valores de ε_{c3} y ε_{cu3} de la Figura A19.3.4 por los valores ε_{lc3} y ε_{lcu3} establecidos en la Tabla A19.11.3.1.

11.3.7 Hormigón confinado

(1) Si no dispone de una información más precisa, se podrá utilizar el diagrama tensión-deformación que se muestra en la Figura A19.3.6, pero con un incremento de la resistencia y deformación característica de acuerdo con:

$$f_{lck,c} = f_{lck}(1,0 + k \sigma_2 / f_{lck}) \quad (11.3.24)$$

donde k tiene varios valores en función de los tipos de áridos:

- $k = 1,1$ para hormigón con árido grueso ligero y árido fino normal,
- $k = 1,0$ para hormigones con todos los áridos ligeros, tanto el grueso como el fino.

$$\varepsilon_{lc2,c} = \varepsilon_{lc2}(f_{lck,c} / f_{lck})^2 \quad (11.3.26)$$

$$\varepsilon_{lcu2,c} = \varepsilon_{lcu2} + 0,2 \sigma_2 / f_{lck} \quad (11.3.27)$$

donde ε_{lc2} y ε_{lcu2} se establecen en la Tabla A19.11.3.1.

11.4 Durabilidad y recubrimiento de la armadura

Se adoptará lo indicado en el apartado 6 del Anejo 8 del Código Estructural.

11.4.1 Condiciones ambientales

(1) Las clases de exposición indicadas en la Tabla A19.4.1 pueden utilizarse tanto para los hormigones con áridos ligeros como para los hormigones convencionales.

11.4.2 Recubrimiento y propiedades del hormigón

(1) Para los hormigones con áridos ligeros, los valores mínimos de recubrimiento establecidos en el apartado 4.4.1 deberán incrementarse en 5 mm.

11.5 Análisis estructural

11.5.1 Capacidad de giro

NOTA: Para el hormigón con áridos ligeros, se debe multiplicar el valor de $\theta_{pl,d}$, indicado en la Figura 5.6, por un coeficiente $\varepsilon_{lcu2} / \varepsilon_{cu2}$.

11.6 Estados límite últimos

11.6.1 Elementos que no requieren armadura de cortante

(1) El valor de cálculo de la resistencia a cortante, $V_{lRd,c}$ de un elemento de hormigón ligero sin armadura de cortante se establece mediante:

$$V_{lRd,c} = [C_{lRd,c} \eta_1 k (100 \rho_l f_{lck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d \geq (\eta_1 v_{l,min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \quad (11.6.2)$$

donde η_1 se define en la expresión (11.1), f_{lck} se toma de la Tabla A19.11.3.1 y σ_{cp} es la tensión media de compresión en la sección debida al esfuerzo axil y al pretensado, cumpliendo $\sigma_{cp} < 0,2 f_{cd}$. Los valores de $C_{lRd,c}$, $v_{l,min}$ y k_1 a utilizar serán $0,18/\gamma_C$, $0,035 k^{3/2} f_{lck}^{1/2}$ y $0,15$ respectivamente.

(2) El esfuerzo cortante, V_{Ed} , calculado sin el coeficiente de reducción β (véase 6.2.2 (6)), debe satisfacer siempre la siguiente condición:

$$V_{Ed} \leq 0,5 b_w d v_1 f_{lck} \quad (11.6.5)$$

donde:

v_1 se obtiene de acuerdo con 11.6.2 (1).

11.6.2 Elementos que requieren armadura de cortante

(1) El coeficiente de reducción para la capacidad resistente de las bielas de hormigón es v_1 , cuyo valor se establece mediante la expresión (11.6.6).

$$v_1 = 0,5 \eta_1 (1 - f_{lck}/250) \quad (11.6.6)$$

donde $\eta_1 = 0,4 + 0,6 \frac{\rho}{2200}$, siendo ρ la densidad del hormigón en kg/m^3 .

11.6.3 Torsión**11.6.3.1 Procedimiento de cálculo**

(1) Para el caso del hormigón con áridos ligeros, en la expresión (6.30) se tomará el valor de v igual a v_1 , de acuerdo con 11.6.2 (1).

11.6.4 Punzonamiento**11.6.4.1 Resistencia a punzonamiento de losas y bases de soportes sin armadura de cortante**

(1) La resistencia a punzonamiento por unidad de superficie de una losa de hormigón ligero se establece mediante:

$$V_{lRd,c} = C_{lRd,c} k \eta_1 (100 \rho_l f_{lck})^{1/3} + k_2 \sigma_{cp} \geq (\eta_1 v_{l,min} + k_1 \sigma_{cp}) \quad (11.6.47)$$

donde:

η_1 se define en la expresión (11.1),

$C_{lRd,c}$ véase 11.6.1 (1),

$v_{l,min}$ véase 11.6.1 (1).

$k_2 = 0,08$.

(2) La resistencia a punzonamiento, v_{lRd} , de la base de un soporte de hormigón con áridos ligeros se establece mediante:

$$v_{lRd,c} = C_{lRd,c} \eta_1 k (100 \rho_l f_{lck})^{1/3} 2d/a \geq \eta_1 v_{l,min} \cdot 2d/a \quad (11.6.50)$$

donde:

η_1 se define en la expresión (11.1),

$\rho_l \geq 0,005$,

$C_{lRd,c}$ véase 11.6.1 (1),

$v_{l,min}$ véase 11.6.1 (1).

11.6.4.2 Resistencia a punzonamiento de losas y bases de soportes con armadura de cortante

(1) En el caso de que sea necesaria la armadura de cortante, la resistencia a punzonamiento se establece mediante:

$$v_{lRd,cs} = 0,75 v_{lRd,c} + 1,5 \left(\frac{d}{s_r} \right) \left(\frac{1}{u_1 d} \right) A_{sw} f_{ywd,eff} \sen \alpha \quad (11.6.52)$$

donde $v_{lRd,c}$ se define en la expresión (11.6.47) o (11.6.50), según corresponda.

(2) En la zona cercana a las proximidades soporte, se limitará la resistencia a punzonamiento a un valor máximo establecido mediante la expresión siguiente:

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{u_0 d} \leq v_{lRd,max} \quad (11.6.53)$$

NOTA: El Anejo Nacional puede establecer el valor de $v_{lRd,max}$ a utilizar. El valor recomendado es $0,4v f_{lck}$, donde v se tomará igual a v_1 , establecido en la expresión (11.6.6).

11.6.5 Áreas parcialmente cargadas

(1) Para una distribución uniforme de carga en un área A_{c0} (véase la Figura 6.29) la fuerza resistente concentrado se puede determinar de la siguiente manera:

$$F_{Rdu} = A_{c0} \cdot f_{lck} \cdot [A_{c1}/A_{c0}]^{\rho/4400} \leq 3,0 \cdot f_{lck} \cdot A_{c0} \left(\frac{\rho}{2200} \right) \quad (11.6.63)$$

11.6.6 Fatiga

(1) Para la comprobación de fatiga de los elementos fabricados con hormigón con áridos ligeros será necesario un estudio especial. Se debe hacer referencia a la Evaluación Técnica Europea.

11.7 Estados límite de servicio

(1) En el caso de los hormigones con áridos ligeros, la relación luz/canto útil de los elementos de hormigón armado sin axil de compresión, establecida en el apartado 7.4.2, deberá reducirse mediante un coeficiente $\eta_E^{0,15}$.

11.8 Definición de los detalles de proyecto de la armadura. Generalidades

11.8.1 Diámetros admisibles de los mandriles para el doblado de las barras

(1) En el caso de los hormigones con áridos ligeros, deberán incrementarse un 50% los tamaños de los mandriles para un hormigón convencional, establecidos en el apartado 8.3, con el fin de evitar la rotura del hormigón en las patillas, ganchos y ganchos en U.

11.8.2 Tensión última de adherencia

(1) El valor de la cálculo de la tensión última de adherencia para las barras en hormigones ligeros puede calcularse utilizando la expresión (8.2), sustituyendo el valor de f_{cta} por f_{lcta} con $f_{lcta} = f_{lctk,0,05}/\gamma_c$. Los valores de $f_{lctk,0,05}$ se encuentran en la Tabla A19.11.3.1.

11.9 Definición de los detalles de proyecto de los elementos y reglas particulares

(1) Habitualmente, el diámetro de las barras embebidas en los hormigones con áridos ligeros no debe superar los 32 mm. Para este tipo de hormigones, los grupos de barras no deben tener más de dos barras y el diámetro equivalente no debe superar los 45 mm.

11.10 Reglas adicionales para los elementos y estructuras de hormigón prefabricado

(1) En el caso de los hormigones con áridos ligeros, se puede aplicar el apartado 10 sin necesidad de realizar modificaciones.

11.11 Estructuras de hormigón en masa y ligeramente armado

(1) En el caso de los hormigones con áridos ligeros, se puede aplicar el apartado 12 sin necesidad de realizar modificaciones.

12 Estructuras de hormigón en masa y ligeramente armado

12.1 Generalidades

(1) Este apartado proporciona reglas adicionales para estructuras de hormigón en masa o en las que la armadura pasiva dispuesta sea inferior a la mínima requerida para hormigón armado.

(2) Este apartado es de aplicación a elementos en los que se puede despreciar el efecto de las acciones dinámicas. No es de aplicación cuando estos efectos son producidos por máquinas giratorias o cargas de tráfico. Algunos ejemplos en los que este capítulo sería de aplicación:

- elementos sometidos principalmente a compresión que no sea producida por pretensado, por ejemplo, muros, pilares, arcos y bóvedas ;
- zapatas corridas y zapatas aisladas para cimentaciones;
- muros de contención;

(3) Cuando los elementos se hayan fabricado con un hormigón con áridos ligeros con estructura cerrada y de acuerdo con el apartado 11, o para elementos de hormigón prefabricado y estructuras contempladas en este anejo, las reglas de cálculo deben modificarse según corresponda.

(4) Los elementos que empleen hormigón en masa no están exentos de disponer la armadura de acero necesaria para satisfacer los requisitos de servicio y/o durabilidad, ni la armadura pasiva en ciertas partes del elemento. Esta armadura puede tenerse en cuenta en la comprobación local de los estados límite últimos, así como en la comprobación de los estados límite de servicio.

12.3 Materiales

12.3.1 Hormigón: hipótesis de cálculo adicionales

(1) Debido a la baja ductilidad del hormigón en masa, los valores de $\alpha_{cc,pl}$ y $\alpha_{ct,pl}$ deben suponerse menores que los α_{cc} y α_{ct} del hormigón armado. De esta forma se utilizará el valor $\alpha_{cc,pl} = \alpha_{ct,pl} = 0,80$.

(2) Cuando las tensiones de tracción se consideren en la resistencia de cálculo de los elementos de hormigón en masa, el diagrama de tensión-deformación (véase el apartado 3.1.7) puede ampliarse para la resistencia de cálculo a tracción, empleando la expresión (3.16) o una relación lineal:

$$f_{ctd,pl} = \alpha_{ct,pl} f_{ctk,0,05} / \gamma_c \quad (12.1)$$

(3) Pueden emplearse métodos propios de la mecánica de la fractura siempre que se demuestre que conducen al nivel de seguridad requerido.

12.5 Análisis estructural: estados límite últimos

(1) Puesto que los elementos de hormigón en masa tienen una ductilidad limitada, no debe emplearse el análisis lineal con redistribución o un análisis plástico o

aproximadamente plástico, por ejemplo, hasta que no pueda justificarse no se aplicarán métodos sin una comprobación explícita de la capacidad de deformación.

(2) El análisis estructural puede basarse en la teoría elástica lineal o no lineal. En el caso de que se utilice un análisis no lineal (por ejemplo, mecanismos de fractura), debe realizarse una comprobación de la capacidad de deformación.

12.6 Estados límite últimos

12.6.1 Resistencia de cálculo a flexión y a esfuerzo axial

(1) En el caso de muros con un curado y detalles constructivos adecuados, las deformaciones impuestas debidas a la temperatura o a la retracción pueden despreciarse.

(2) Las relaciones entre la tensión y la deformación para hormigón en masa pueden establecerse a partir de el apartado 3.1.7.

(3) El axil resistente, N_{Rd} , de una sección rectangular con una excentricidad uniaxial, e , en la dirección de h_w , puede tomarse como:

$$N_{Rd} = \eta f_{cd,pl} \times b \times h_w \times (1 - 2e/h_w) \quad (12.2)$$

donde:

$\eta f_{cd,pl}$ es la resistencia efectiva de cálculo a compresión (véase el apartado 3.1.7 (3)),

b es el ancho total de la sección (véase la Figura A19.12.1),

h_w es el canto total de la sección,

e es la excentricidad de N_{Ed} en la dirección de h_w .

NOTA: En el caso de emplear otros métodos simplificados, éstos deberán estar del lado de la seguridad respecto a un método riguroso que emplee la relación tensión-deformación que se establece en el apartado 3.1.7.

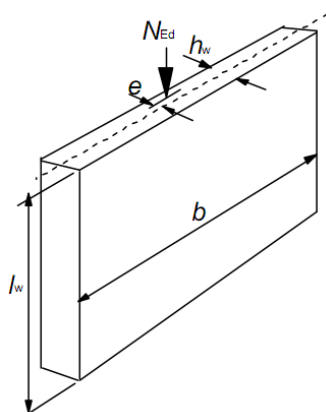


Figura A19.12.1: Notación para muros de hormigón en masa

12.6.2 Fallo local

(1) Salvo que se hayan tomado medidas para evitar el fallo local a tracción de la sección, la excentricidad máxima de la fuerza axial N_{Ed} en una sección debe limitarse para evitar grandes fisuras.

12.6.3 Cortante

(1) En elementos de hormigón en masa puede considerarse la resistencia a tracción del hormigón en estado límite último de cortante siempre que pueda descartarse la rotura frágil y asegurarse una resistencia adecuada, bien mediante cálculos o mediante la experiencia.

(2) Para una sección solicitada a esfuerzo cortante V_{Ed} y a una fuerza normal N_{Ed} sobre un área comprimida A_{cc} , el valor absoluto de las componentes de la tensión de cálculo deben tomarse como:

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_{cc} \quad (12.3)$$

$$\tau_{cp} = kV_{Ed}/A_{cc} \quad (12.4)$$

donde $k = 1,5$,

y debe comprobarse lo siguiente:

$$\tau_{cp} \leq f_{cvd}$$

donde:

$$\text{si } \sigma_{cp} \leq \sigma_{c,lim} \quad f_{cvd} = \sqrt{f_{ctd,pl}^2 + \sigma_{cp}f_{ctd,pl}} \quad (12.5)$$

o

$$\text{si } \sigma_{cp} > \sigma_{c,lim} \quad f_{cvd} = \sqrt{f_{ctd,pl}^2 + \sigma_{cp}f_{ctd,pl} - \left(\frac{\sigma_{cp} - \sigma_{c,lim}}{2}\right)^2} \quad (12.6)$$

$$\sigma_{c,lim} = f_{cd,pl} - 2\sqrt{f_{ctd,pl}(f_{ctd,pl} + f_{cd,pl})} \quad (12.7)$$

donde:

f_{cvd} es la resistencia de cálculo a cortante y a compresión del hormigón,

$f_{cd,pl}$ es la resistencia de cálculo a compresión del hormigón,

$f_{ctd,pl}$ es la resistencia de cálculo del hormigón a tracción.

(2) Puede considerarse que un elemento de hormigón no está fisurado en estado límite último si está completamente comprimido o si el valor absoluto de la tensión de tracción principal σ_{ct1} no supera $f_{ctd,pl}$.

12.6.4 Torsión

(1) Habitualmente, los elementos fisurados no deben calcularse para resistir momentos torsores salvo que esto pueda justificarse de otra manera.

12.6.5 Estados límite últimos inducidos por deformación estructural (pandeo)

12.6.5.1 Esbeltez de pilares y muros

(1) La esbeltez de un pilar o muro se define como:

$$\lambda = l_0 / i \quad (12.8)$$

donde:

i es el mínimo radio de giro

l_0 es la longitud efectiva de un elemento que puede tomarse como:

$$l_0 = \beta \cdot l_w \quad (12.9)$$

donde:

l_w es la altura libre del elemento

β coeficiente que depende de las condiciones de apoyo:

para soportes debe suponerse normalmente $\beta = 1$;

para muros o soportes en ménsula $\beta = 2$;

para otros muros, los valores de β se establecen en la Tabla A19.12.1.

Tabla A19.12.1. Valores de β para distintas condiciones de contorno.

Coacción lateral	Croquis	Expresión	Coeficiente β	
A lo largo de dos lados			$\beta = 1,0$ para cualquier relación l_w/b	
A lo largo de tres lados		$\beta = \frac{1}{1 + (\frac{l_w}{3b})^2}$	b/l_w	β
			0,2	0,26
			0,4	0,59
			0,6	0,76
			0,8	0,85
			1,0	0,90
			1,5	0,95
A lo largo de cuatro lados		Si $b \geq l_w$ $\beta = \frac{1}{1 + (\frac{l_w}{b})^2}$ Si $b < l_w$ $\beta = \frac{b}{2l_w}$	b/l_w	β
			0,2	0,10
			0,4	0,20
			0,6	0,30
			0,8	0,40
			1,0	0,50
			1,5	0,69
			2,0	0,80
			5,0	0,96

A – Losa de forjado B – Borde libre

C – Muro transversal

NOTA: La información de la Tabla A19.12.1 supone que el muro no tiene huecos con una altura superior a $1/3$ de la altura del muro l_w o con un área superior a $1/10$ del área del muro. En muros arriostrados lateralmente a lo largo de 3 o 4 lados con aberturas que superen estos límites, las partes entre aberturas deben considerarse como arriostradas lateralmente únicamente a lo largo de dos lados y ser calculadas de acuerdo con ello.

(2) Los valores de β deben aumentarse de forma adecuada si la capacidad portante transversal se ve afectada por salientes y entrantes.

(3) Un muro transversal puede considerarse como muro de arriostramiento si:

- su espesor total no es inferior a $0,5h_w$, donde h_w es el espesor total del muro arriostrado;
- tiene la misma altura l_w que el muro arriostrado considerado;
- su longitud l_{ht} es, al menos, igual a $l_w/5$, donde l_w se refiere a la altura libre del muro arriostrado;
- el muro transversal no tiene aberturas en la longitud $l_w/5$.

(4) En el caso de un muro con conexión rígida a flexión a lo largo de su lado superior y su lado inferior, de forma que los momentos extremos se resistan completamente con hormigón in situ y armadura, los valores de β recogidos en la Tabla A19.12.1 pueden multiplicarse por 0,85.

(5) Habitualmente, la esbeltez de los muros de hormigón en masa ejecutados in situ no debe ser mayor de $\lambda = 86$ (por ejemplo, $I_0/h_w = 25$).

12.6.5.2 Método simplificado de cálculo para muros y soportes

(1) En ausencia de un planteamiento más riguroso, el valor de cálculo de la resistencia axial para un muro delgado de hormigón en masa, puede calcularse mediante:

$$N_{Rd} = b \times h_w \times f_{cd,pl} \times \Phi \quad (12.10)$$

donde

- N_{Rd} es el axial resistente,
- b es el ancho total de la sección,
- h_w es el canto total de la sección,
- Φ es el coeficiente que tiene en cuenta la excentricidad; véase lo dispuesto posteriormente.

Para elementos arriostrados, el coeficiente Φ puede tomarse como:

$$\Phi = 1,14 \times \left(1 - \frac{2e_{tot}}{h_w}\right) - 0,02 \times l_0/h_w \leq 1 - \frac{2e_{tot}}{h_w} \quad (12.11)$$

donde:

$$e_{tot} = e_0 + e_i \quad (12.12)$$

- e_0 es la excentricidad de primer orden incluyendo, cuando corresponda, los efectos de los forjados (por ejemplo, posibles momentos transmitidos al muro desde la losa) y las acciones horizontales. En la

determinación de e_0 se puede utilizar un momento de primer orden equivalente M_{oe} , véase el punto (2) del apartado 5.8.8.2.

e_i es la excentricidad adicional que considera los efectos de las imperfecciones geométricas, véase el apartado 5.2.

e_φ es la excentricidad debida a la fluencia.

En algunos casos, dependiendo de la esbeltez, el momento en alguno de los extremos o en ambos puede ser más crítico para la estructura que el momento de primer orden equivalente M_{oe} . En tales casos, se debería utilizar la expresión (12.2).

(2) Pueden emplearse otros métodos simplificados siempre que queden del lado de la seguridad respecto a un método riguroso acorde con el apartado 5.8.

12.7 Estados límite de servicio

(1) Donde se espere que se produzcan coacciones en la estructura, deben comprobarse las tensiones.

(2) Deben considerarse las siguientes medidas para asegurar unas condiciones de servicio adecuadas:

a) respecto a la formación de fisuras

- limitación de las tensiones de tracción en el hormigón a valores admisibles;
- colocación de armadura pasiva estructural auxiliar (armadura de piel, sistemas de atado donde sea necesario);
- disposición de juntas;
- elección de las propiedades tecnológicas del hormigón (por ejemplo, composición adecuada del hormigón, curado)
- elección de un método adecuado de construcción.

b) respecto a la limitación de deformaciones:

- un tamaño mínimo de la sección (véase el apartado 12.6);
- limitación de la esbeltez en caso de elementos comprimidos.

(3) Cualquier armadura dispuesta en elementos de hormigón en masa, aunque no se tenga en cuenta en la comprobación de la resistencia, debe cumplir con lo el Capítulo 4 del Código Estructural.

12.9 Definición de los detalles de proyecto de los elementos y reglas particulares

12.9.1 Elementos estructurales

(1) El canto total h_w de un muro no debe ser inferior a 120 mm para muros de hormigón ejecutados in situ.

(2) Cuando se incluyan salientes y entrantes, deben realizarse comprobaciones para asegurar una resistencia y estabilidad del elemento adecuadas.

12.9.2 Juntas de construcción

(1) Cuando se espere que surjan tensiones de tracción en el hormigón, debe disponerse una armadura adecuada para controlar la fisuración.

12.9.3 Zapatas corridas y aisladas

(1) En ausencia de datos más precisos, las zapatas corridas y aisladas cargadas a axil, pueden calcularse y construirse con hormigón en masa, siempre que:

$$\frac{0,85h_f}{a} \geq \sqrt{3\sigma_{gd}/f_{ctd,pl}} \quad (12.3)$$

donde:

h_f es el espesor de la cimentación,

a es la proyección desde la cara del soporte (véase la Figura A19.12.2),

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 (en las mismas unidades que σ_{gd}).

Como simplificación, puede emplearse la relación $\frac{h_f}{a} \geq 2$.

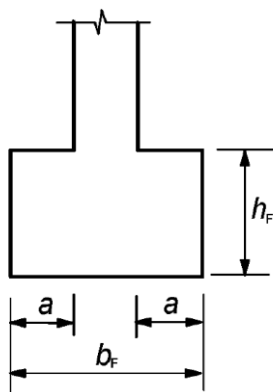


Figura A19.12.2: Zapatas aisladas sin armadura; notación

Apéndice A Recomendaciones para la modificación de los coeficientes parciales de los materiales

A.1 Generalidades

(1) Los coeficientes parciales para los materiales que se establecen en el apartado 2.4.2.4 corresponden a imperfecciones geométricas para un control de ejecución normal, (de acuerdo al apartado 14.3 del Código Estructural).

(2) Las recomendaciones sobre los coeficientes parciales reducidos de los materiales se encuentran en este Apéndice. Para los elementos prefabricados se pueden encontrar más reglas de detalle sobre los procedimientos de control en las normas de producto.

NOTA: Para más información véase el Apéndice B del Anejo 18 del Código Estructural.

A.2 Estructuras de hormigón in situ

A.2.1 Reducción basada en el control de calidad e imperfecciones reducidas

(1) Si la ejecución se somete a un sistema de control de calidad que asegure que las desviaciones desfavorables de las dimensiones de la sección quedan dentro de los límites que establece la Tabla A19.A.1, se puede reducir el coeficiente parcial de seguridad para la armadura a $\gamma_{S,red1} = 1,1$.

Tabla A19. A.1: Imperfecciones reducidas.

h o b (mm)	Imperfecciones reducidas (mm)	
	Dimensión de la sección $\pm\Delta h, \Delta b$ (mm)	Posición de la armadura $+\Delta c$ (mm)
≤ 150	5	5
400	10	10
≥ 2500	30	20
NOTA 1: Se puede utilizar la interpolación lineal para valores intermedios.		
NOTA 2: $+\Delta c$ se refiere al valor medio de las armaduras pasivas o activas en la sección o sobre un ancho de un metro (por ejemplo en losas y muros)		

(2) Bajo la condición que se establece en A.2.1 (1) y siempre que el coeficiente de variación de la resistencia del hormigón no sea superior al 10%, el coeficiente parcial de seguridad para el hormigón se puede reducir a $\gamma_{C,red1} = 1,4$.

A.2.2 Reducción basada en la utilización de datos geométricos reducidos o medidos en el diseño

(1) Si la obtención de la resistencia de cálculo se basa en datos geométricos críticos, incluyendo el canto útil (véase la Figura A19.A.1), que estén:

- reducidos por las desviaciones, o
- medidos en la estructura finalizada,

entonces, los coeficientes parciales de seguridad se pueden reducir a $\gamma_{S,red2} = 1,05$ y $\gamma_{C,red2} = 1,45$.

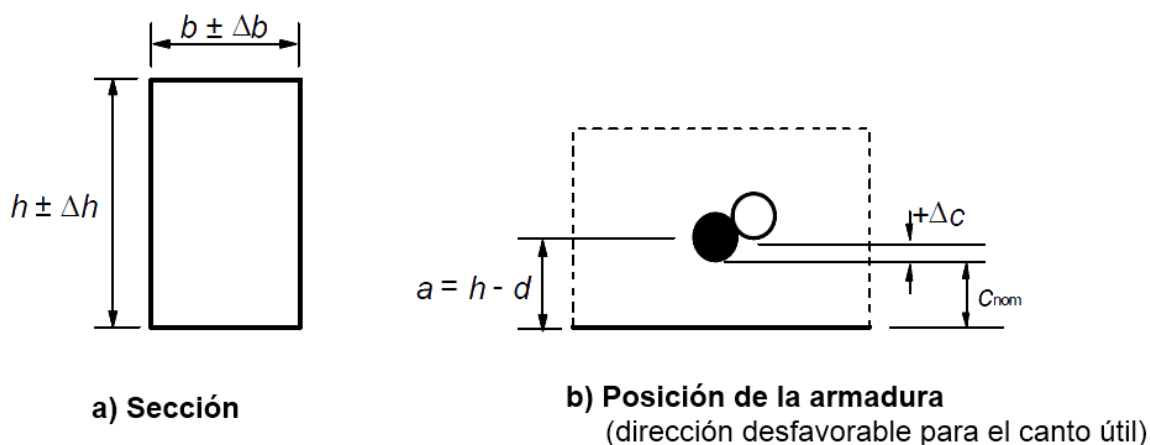


Figura A19.A.1: Imperfecciones de la sección

(2) Bajo las condiciones que se establecen en A.2.2 (1), siempre y cuando el coeficiente de variación de la resistencia del hormigón no sea superior al 10%, el coeficiente parcial para el hormigón se puede reducir a $\gamma_{C,red3} = 1,35$.

A.2.3 Reducción basada en la evaluación de la resistencia del hormigón en la estructura finalizada

(1) Para los valores de la resistencia del hormigón basados en ensayos sobre la estructura o elemento finalizado el valor de γ_C se puede reducir mediante el coeficiente de conversión η , que deberá justificarse documentalmente y que nunca será inferior a $\eta = 0,85$.

El valor de γ_C para el que se aplica esta reducción puede además reducirse de acuerdo con A.2.1 o A.2.2.

El valor resultante del coeficiente parcial no deberá tomarse inferior a $\gamma_{C,red4} = 1,30$.

A.3 Productos prefabricados

A.3.1 Generalidades

(1) Estas disposiciones son de aplicación en productos prefabricados, como los descritos en el apartado 10, asociados a sistemas que aseguren la calidad y con certificado de conformidad.

NOTA: El control de producción en fábrica de los productos prefabricados con marcado CE está certificado por un organismo notificado (Nivel de Certificado 2+).

A.3.2 Coeficientes parciales para los materiales

(1) Los coeficientes parciales reducidos para los materiales, $\gamma_{C,pcred}$ y $\gamma_{S,pcred}$, se pueden utilizar de acuerdo con las reglas dispuestas en A.2, siempre que se justifique mediante los procedimientos de control adecuados.

(2) Las recomendaciones para el control de producción necesario en fábrica, con el fin de permitir la utilización de los coeficientes parciales reducidos para los materiales, se establecen en las normas de los productos. La norma UNE-EN 13369 recoge las recomendaciones generales.

A.4 Elementos prefabricados

(1) Las reglas que se establecen en A.2 para estructuras de hormigón in situ se aplican además a elementos de hormigón prefabricado definidos en el apartado 10.1.1.

Apéndice B Métodos recomendados para estimar la deformación de 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, que puede ser estimado mediante la expresión siguiente:

$$\varphi_0 = \varphi_{HR} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \quad (\text{B.2})$$

φ_{HR} es un coeficiente que permite tener en cuenta el efecto de la humedad relativa sobre el coeficiente básico de fluencia:

$$\varphi_{HR} = 1 + \frac{1-HR/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \quad \text{si } f_{cm} \leq 35 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{B.3a})$$

$$\varphi_{HR} = \left[1 + \frac{1-HR/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 \quad \text{si } f_{cm} > 35 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{B.3b})$$

HR es la humedad relativa del ambiente, dada en %.

$\beta(f_{cm})$ es un coeficiente que permite tener en cuenta el efecto de la resistencia del hormigón sobre 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, en N/mm^2 , a la edad de 28 días.

$\beta(t_0)$ es un coeficiente que permite tener en cuenta el efecto de la edad de puesta en carga del hormigón sobre el coeficiente básico de fluencia:

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0,1+t_0^{0,20})} \quad (\text{B.5})$$

h_0 es el tamaño teórico del elemento en mm , donde:

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} \quad (\text{B.6})$$

A_c es el área de la sección.

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 paso del tiempo tras la puesta en carga. Puede estimarse mediante la siguiente expresión:

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t-t_0)}{(\beta_H+t-t_0)} \right]^{0,3} \quad (\text{B.7})$$

t es la edad del hormigón en días en el momento considerado.

t_0 es la edad de puesta en carga del hormigón, en días.

$(t - t_0)$ periodo durante el cual se aplica la carga, en días.

β_H es un coeficiente que depende de la humedad relativa (HR en %) y del tamaño teórico del elemento (h_0 en mm). Se puede estimar a partir de:

$$\beta_H = 1,5[1 + (0,012 \cdot HR)^{18}]h_0 + 250 \leq 1500 \quad \text{si } f_{cm} \leq 35 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{B.8a})$$

$$\beta_H = 1,5[1 + (0,012 \cdot HR)^{18}]h_0 + 250\alpha_3 \leq 1500\alpha_3 \quad \text{si } f_{cm} \geq 35 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{B.8b})$$

$\alpha_{1/2/3}$ son factores que tienen en cuenta 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) El efecto del tipo de cemento (véase 3.1.2 (6)) sobre el coeficiente de fluencia del hormigón se puede tener en cuenta modificando la edad de puesta en carga, t_0 , en la expresión (B.5), de acuerdo con la siguiente expresión:

$$t_0 = t_{0,T} \cdot \left(\frac{9}{2+t_{0,T}^{1,2}} + 1\right)^\alpha \geq 0,5 \quad (\text{B.9})$$

donde:

$t_{0,T}$ es la edad de puesta en carga del hormigón, en días, corregida en función de la temperatura y de acuerdo con la expresión (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) El efecto de la temperatura alta o baja sobre la madurez de hormigón, dentro del intervalo $0^\circ\text{C} - 80^\circ\text{C}$, se puede tener en cuenta ajustando la edad del hormigón de acuerdo con la siguiente expresión:

$$t_T = \sum_{i=1}^n e^{-(4000/[273+T(\Delta t_i)]-13,65)} \cdot \Delta t_i \quad (\text{B.10})$$

donde:

t_T es la edad de puesta en carga del hormigón ajustada, que sustituye al parámetro t en las correspondientes ecuaciones.

$T(\Delta t_i)$ es la temperatura en $^\circ\text{C}$ durante el periodo de tiempo Δt_i

Δt_i es el número de días en los que predomina una temperatura T .

El coeficiente medio de variación de los datos de fluencia, estimados anteriormente y deducidos a partir de un banco de datos informáticos de resultados de ensayos de laboratorio, es del orden del 20%.

Los valores $\varphi(t, t_0)$ que se establecen en párrafos anteriores deberán estar asociados al módulo de elasticidad tangente E_c .

Cuando se considere satisfactoria una estimación menos precisa, se pueden adoptar los valores que se establecen en la Figura A19.3.1 del apartado 3.1.4 para la fluencia del hormigón a una edad de 70 años.

B.2 Ecuaciones básicas para determinar la deformación de retracción por secado

(1) La deformación básica de retracción por secado $\varepsilon_{cd,0}$ se calcula a partir de:

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \left[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \exp \left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right) \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{HR} \quad (\text{B.11})$$

$$\beta_{HR} = 1,55 \left[1 - \left(\frac{HR}{HR_0} \right)^3 \right] \quad (\text{B.12})$$

donde:

f_{cm} es la resistencia media a compresión (N/mm^2) (¹).

$f_{cm0} = 10 \text{ N/mm}^2$.

α_{ds1} es un coeficiente que depende del tipo de cemento (véase 3.1.2 (6)).

= 3 para cemento de Clase S.

= 4 para cemento de Clase N.

= 6 para cemento de Clase R.

α_{ds2} es un coeficiente que depende del tipo de cemento

= 0,13 para cemento de Clase S.

= 0,12 para cemento de Clase N.

= 0,11 para cemento de Clase R.

HR es la humedad relativa del ambiente (%)

$HR_0 = 100\%$

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

Apéndice C Propiedades del acero para armaduras pasivas adecuadas para su utilización con este Anejo

Se tendrá en cuenta lo recogido en los Artículos 34 y 35 del Código Estructural.

Apéndice D Propuesta de método de cálculo detallado de las pérdidas por relajación del pretensado

D.1 Generalidades

(1) En el caso de que las pérdidas por relajación se calculen para diferentes intervalos de tiempo (etapas) donde la tensión en el tendón de pretensado no es constante, por ejemplo debido al acortamiento elástico del hormigón, debe adoptarse un método de tiempo equivalente.

(2) El concepto del método de tiempo equivalente se muestra en la Figura A19.D.1, en la cual en el instante t_i existe una deformación instantánea del tendón de pretensado, siendo:

$\sigma_{p,i}^-$ la tensión de tracción en el tendón justo antes del instante t_i .

$\sigma_{p,i}^+$ la tensión de tracción en el tendón justo después del instante t_i .

$\sigma_{p,i-1}^+$ la tensión de tracción en el tendón en la etapa anterior.

$\Delta\sigma_{pr,i-1}$ el valor absoluto de la pérdida por relajación en la etapa anterior.

$\Delta\sigma_{pr,i}$ el valor absoluto de la pérdida por relajación en la etapa considerada.

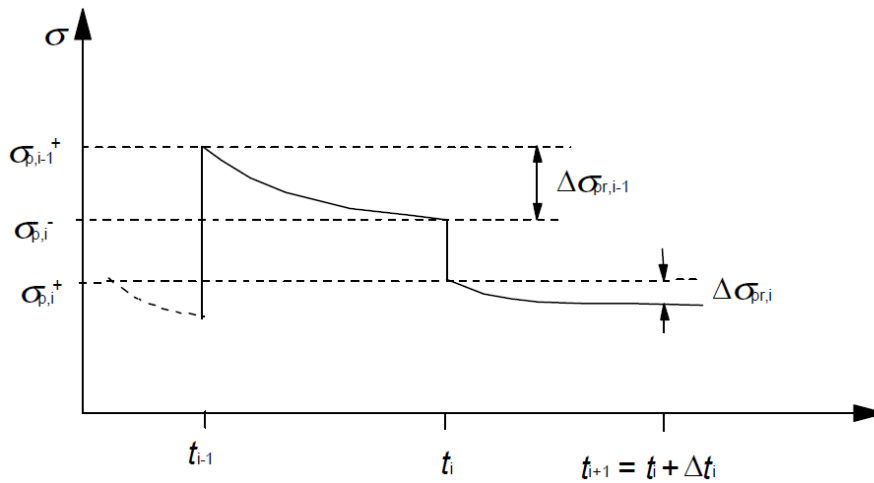


Figura A19.D.1: Método del tiempo equivalente

(3) Sea $\sum_1^{i-1} \Delta\sigma_{pr,j}$ la suma de todas las pérdidas por relajación de las etapas anteriores y sea t_e el tiempo equivalente (en horas) necesario para obtener dicha suma, de forma que se satisfagan las expresiones de las pérdidas por relajación en función del tiempo establecidas en 3.3.2 (7), con una tensión inicial igual a $\sigma_{p,i}^+ + \sum_1^{i-1} \Delta\sigma_{pr,j}$ y con $\mu = \frac{\sigma_{p,i}^+ + \sum_1^{i-1} \Delta\sigma_{pr,j}}{f_{pk}}$.

(4) Por ejemplo, para un tendón de pretensado de Clase 2, el valor del parámetro t_e que se establece en la expresión (3.29) será:

$$\sum_1^{i-1} \Delta\sigma_{pr,j} = 0,66 \rho_{1000} e^{9,09\mu} \left(\frac{t_e}{1000} \right)^{0,75(1-\mu)} \{ \sigma_{p,i}^+ + \sum_1^{i-1} \Delta\sigma_{pr,j} \} 10^{-5} \quad (D.1)$$

(5) Después de resolver la ecuación anterior para t_e , se puede aplicar la misma formulación con el fin de estimar las pérdidas por relajación de la etapa considerada, $\Delta\sigma_{pr,i}$ (donde el tiempo equivalente t_e se añade al intervalo de tiempo considerado):

$$\Delta\sigma_{pr,i} = 0,66 \rho_{1000} e^{9,09\mu} \left(\frac{t_e + \Delta t_i}{1000} \right)^{0,75(1-\mu)} \{ \sigma_{p,i}^+ + \sum_1^{i-1} \Delta\sigma_{pr,j} \} 10^{-5} - \sum_1^{i-1} \Delta\sigma_{pr,j} \quad (D.2)$$

(6) Se aplicará el mismo principio para las tres clases de tendones de pretensado.

Apéndice E Clases resistentes indicativas para la durabilidad

E.1 Generalidades

(1) La elección de un hormigón de durabilidad adecuada para la protección contra la corrosión de la armadura, así como la protección al ataque del hormigón, requiere considerar la composición del hormigón. Esto puede dar lugar a una resistencia a compresión del hormigón mayor que la requerida por el cálculo estructural. La relación entre las clases resistentes del hormigón y las clases de exposición (véase la Tabla A19.4.1) se puede describir mediante las clases resistentes indicativas.

(2) Cuando la resistencia elegida sea mayor que la requerida por el cálculo estructural, el valor de f_{ctm} deberá asociarse a la máxima resistencia empleada en el cálculo de la armadura mínima, de acuerdo con 7.3.2 y 9.2.1.1, así como al control del ancho de fisuras, de acuerdo con 7.3.3 y 7.3.4.

Las resistencias características recomendadas se establecen en la Tabla A19.E.1 (de acuerdo a lo establecido en el apartado 43.2 del Código Estructural).

Tabla A19.E.1. Resistencia característica recomendada para el hormigón

Parámetro de dosificación	Tipo de hormigón	Clase de exposición																				
		XC0	XC1	XC2	XC3	XC4	XS1	XS2	XS3	XD1	XD2	XD3	XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2	XA3	XM1	XM2	XM3
Resistencia característica (N/mm²)	Masa	20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	30	30	30	30	30	30	35	30	30	30
	Armado	25	25	25	30	30	30	30	35	30	30	30	30	30	30	30	30	30	35	30	30	30
	Pretensado	25	25	25	30	30	30	35	35	35	35	35	30	30	30	30	30	35	35	30	30	30

Apéndice F Expresiones recomendadas para la armadura de tracción bajo condiciones de tensión plana

F.1 Generalidades

(1) Este apéndice no incluye expresiones para la armadura comprimida.

(2) La armadura de tracción en un elemento sometido a tensiones planas ortogonales σ_{Edx} , σ_{Edy} y τ_{Edxy} puede calcularse empleando el procedimiento que a continuación se expone. Las tensiones de compresión deben tomarse como positivas, con $\sigma_{Edx} > \sigma_{Edy}$, y la dirección de la armadura debe coincidir con los ejes x e y .

La resistencia a tracción que proporciona la armadura debe determinarse a partir de:

$$f_{tdx} = \rho_x f_{yd} \text{ y } f_{tdy} = \rho_y f_{yd} \quad (\text{F.1})$$

donde ρ_x y ρ_y son las cuantías geométricas de armadura a lo largo de los ejes x e y , respectivamente.

(3) En los puntos en los que σ_{Edx} y σ_{Edy} sean ambas de compresión y $\sigma_{Edx} \cdot \sigma_{Edy} > \tau_{Edxy}^2$, no se necesita armadura de cálculo. No obstante, la máxima tensión de compresión no debe superar f_{cd} (véase el apartado 3.1.6).

(4) En los puntos en los que σ_{Edy} sea de tracción o $\sigma_{Edx} \cdot \sigma_{Edy} \leq \tau_{Edxy}^2$, se necesita armadura.

El armado óptimo, indicado con el superíndice ' , y las tensiones en el hormigón asociadas se determinan mediante:

Para $\sigma_{Edx} \leq |\tau_{Edxy}|$

$$f'_{tdx} = |\tau_{Edxy}| - \sigma_{Edx} \quad (\text{F.2})$$

$$f'_{tdy} = |\tau_{Edxy}| - \sigma_{Edy} \quad (\text{F.3})$$

$$\sigma_{cd} = 2|\tau_{Edy}| \quad (\text{F.4})$$

Para $\sigma_{Edx} > |\tau_{Edxy}|$

$$f'_{tdx} = 0 \quad (\text{F.5})$$

$$f'_{tdy} = \frac{\tau_{Edxy}^2}{\sigma_{Edx}} - \sigma_{Edy} \quad (\text{F.6})$$

$$\sigma_{cd} = \sigma_{Edx} \left(1 + \left(\frac{\tau_{Edxy}}{\sigma_{Edx}} \right)^2 \right) \quad (\text{F.7})$$

La tensión del hormigón, σ_{cd} , debe comprobarse con un modelo realista de secciones fisuradas (véase Anejo 21 del Código Estructural), pero normalmente no debe superar νf_{cd} (ν puede obtenerse de la expresión (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 las tensiones en el hormigón pueden determinarse mediante:

$$f_{tdx} = |\tau_{Edxy}| \cot \theta - \sigma_{Edx} \quad (\text{F.8})$$

$$f_{tdy} = |\tau_{Edxy}| \cot \theta - \sigma_{Edy} \quad (\text{F.9})$$

$$\sigma_{cd} = |\tau_{Edxy}| \left(\cot \theta + \frac{1}{\cot \theta} \right) \quad (\text{F.10})$$

donde θ es el ángulo que forma la tensión principal de compresión del hormigón con el eje x .

NOTA: El valor de $\cot \theta$ debe tomarse de forma que se eviten valores de compresión para f_{td} .

Con el fin de evitar fisuras inadmisibles para el estado límite de servicio y para asegurar la capacidad de deformación requerida en estado límite último, la armadura calculada mediante las Expresiones (F.8) y (F.9) para cada dirección, no debe ser ni superior al doble, ni inferior a la mitad de la armadura determinada mediante las Expresiones (F.2) y (F.3) o (F.5) y (F.6). 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 debe quedar completamente anclada en todos los extremos libres, por ejemplo mediante barras en U o un método similar.

Apéndice G Recomendaciones para la consideración de la interacción suelo-estructura

G.1 Cimentaciones superficiales

G.1.1 Generalidades

(1) Debe considerarse la interacción entre el terreno, la cimentación y la superestructura. La distribución de la presión de contacto en las cimentaciones y los esfuerzos en los soportes dependen de los asientos relativos.

(2) En general, el problema puede resolverse asegurando que los desplazamientos y las reacciones asociadas del terreno y de la estructura son compatibles.

(3) Aunque el procedimiento general mencionado anteriormente es adecuado, todavía existen muchas incertidumbres a causa de la secuencia de cargas y los efectos de la fluencia. Por esta razón, normalmente se definen distintos niveles de análisis dependiendo del grado de precisión de los modelos mecánicos.

(4) Si la superestructura se considera como flexible, entonces, las cargas transmitidas no dependen de los asientos relativos, ya que la estructura no tiene rigidez. En este caso, las cargas ya no son desconocidas y el problema se reduce al análisis de una cimentación en un suelo deformable.

(5) Si la superestructura se considera como rígida, entonces las cargas no conocidas de la cimentación pueden obtenerse mediante la condición de que los asientos se produzcan en un plano. Debe comprobarse que esta rigidez existe hasta que se alcanza el estado límite último.

(6) Surge un esquema más simplificado si el sistema de cimentación puede suponerse como rígido, o si el terreno de apoyo es muy rígido. En ambos casos se pueden desprestigiar los asientos relativos y no se necesita modificar las cargas transmitidas desde la superestructura.

(7) Para determinar la rigidez aproximada del sistema estructural, puede hacerse un análisis en el que se compare la rigidez combinada de la cimentación, los pórticos y las pantallas, con la rigidez del terreno. Esta rigidez relativa, K_R , determinará si la cimentación o el sistema estructural deben considerarse como rígidos o como flexibles. Puede emplearse la siguiente expresión para estructuras de edificación:

$$K_R = (EJ)_S / (El^3) \quad (G.1)$$

donde:

$(EJ)_S$ es el valor aproximado de la rigidez a flexión por unidad de ancho de la estructura de edificación considerada, obtenido sumando la rigidez a flexión de la cimentación de cada pórtico y de cada pantalla.

E es el módulo de deformación del terreno.

l es la longitud de la cimentación.

Una rigidez relativa superior a 0,5 indica que el sistema estructural es rígido.

G.1.2 Niveles de análisis

(1) Para el dimensionamiento, son admisibles los siguientes niveles de análisis:

Nivel 0: En este nivel, puede suponerse una distribución lineal de la presión de contacto.

Deben satisfacerse las siguientes condiciones iniciales:

- la presión de contacto no superará los valores de cálculo tanto de los estados límite de servicio como de los estados límite últimos;
- en estado límite de servicio, el sistema estructural no se verá afectado por los asientos, o los asientos diferenciales esperados no serán significativos;
- en estado límite último, el sistema estructural tiene la suficiente capacidad de deformación plástica como para que las diferencias entre asientos no afecten al cálculo.

Nivel 1: La presión de contacto puede determinarse teniendo en cuenta la rigidez relativa de la cimentación y del terreno, al igual que las deformaciones resultantes evaluadas para comprobar que se encuentran dentro de los límites admisibles.

Deben satisfacerse las siguientes condiciones iniciales:

- existe experiencia suficiente que permite demostrar que las condiciones de servicio de la superestructura no son susceptibles de quedar afectadas por la deformación del terreno;
- en estado límite último, el sistema estructural tiene un comportamiento dúctil adecuado.

Nivel 2: En este nivel de análisis, se considera la influencia de las deformaciones del terreno sobre la superestructura. La estructura se analiza teniendo en cuenta las deformaciones impuestas de la cimentación con el fin de determinar las correcciones que se deben realizar en las cargas aplicadas en las cimentaciones. En el caso de que las correcciones resultantes sean significativas (es decir, $> |10\%|$), deberá adoptarse el Nivel 3 de análisis.

Nivel 3: Consiste en un procedimiento de interacción completa que tiene en cuenta la estructura, las cimentaciones y el terreno.

Apéndice H Propuesta para la consideración de los efectos globales de segundo orden en las estructuras

H.1 Criterios para despreciar los efectos de segundo orden

H.1.1 Generalidades

(1) El apartado H.1 establece los criterios para las estructuras en las que no se cumplan las condiciones del apartado 5.8.3.3 (1). Los criterios se basan en el apartado 5.8.2 (6) y tienen en cuenta las deformaciones producidas por la flexión global y el esfuerzo cortante, tal como se define en la figura A19.H.1.

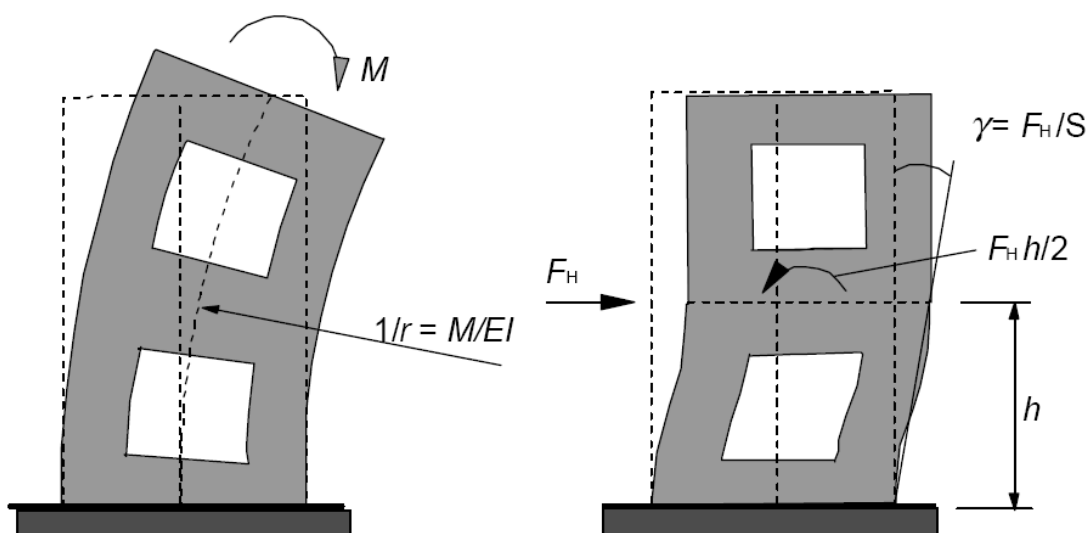


Figura A19.H.1: Definición de las deformaciones producidas por la flexión global y el esfuerzo cortante ($1/r$ y γ respectivamente) y las rigideces correspondientes (EI y S respectivamente)

H.1.2 Sistema de arriostramiento sin deformaciones significativas de cortante

(1) Para un sistema de arriostramiento sin deformaciones significativas de cortante (por ejemplo, las pantallas sin huecos), se podrán ignorar los efectos globales de segundo orden si:

$$F_{V,Ed} \leq 0,1 \cdot F_{V,BB} \quad (\text{H.1})$$

donde:

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

$F_{V,BB}$ es la carga global nominal de pandeo para flexión global, véase (2),

(2) La carga global nominal de pandeo para flexión global puede tomarse como:

$$F_{V,BB} = \xi \sum EI/L^2 \quad (\text{H.2})$$

donde:

ξ es un coeficiente que depende del número de plantas, la variación de la rigidez, la rigidez de la coacción en la base y la distribución de cargas; véase (4).

$\sum EI$ es la suma de las rigideces a flexión de los elementos de arriostramiento en la dirección considerada, incluyendo los posibles efectos de la fisuración; véase (3).

L es la altura total de edificio sobre el nivel del empotramiento.

(3) En ausencia de una evaluación más precisa de la rigidez, se puede utilizar la siguiente expresión para un elemento de arriostramiento con sección fisurada:

$$EI \approx 0,4E_{cd}I_c \quad (\text{H.3})$$

donde:

$E_{cd} = E_{cm}/\gamma_{CE}$ es el valor de cálculo del módulo de elasticidad del hormigón, véase el apartado 5.8.6 (3).

I_c momento de inercia del elemento de arriostramiento.

Si se demuestra que la sección no está fisurada en estado límite último, la constante 0,4 en la expresión (H.3) puede sustituirse 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 proporción por planta, entonces ξ puede tomarse como:

$$\xi = 7,8 \cdot \frac{n_s}{n_s + 1,6} \cdot \frac{1}{1 + 3,9k} \quad (\text{H.4})$$

donde:

n_s es el número de plantas,

k es la flexibilidad relativa del empotramiento, véase (5).

(5) La flexibilidad relativa del empotramiento en la base se define como:

$$k = (\theta/M) \cdot (EI/L) \quad (\text{H.5})$$

donde:

θ es el giro para el momento flector M ,

EI es la rigidez de acuerdo con (3),

L es la altura total de la unidad de arriostramiento.

NOTA: Para $k = 0$, es decir, un empotramiento perfecto, las Expresiones (H.1) – (H.4) pueden combinarse para establecer la expresión (5.18), en la que el coeficiente 0,31 proviene de $0,1 \cdot 0,4 \cdot 7,8 \approx 0,31$.

H.1.3 Sistema de arriostramiento con deformaciones significativas de cortante

(1) Podrán despreciarse los efectos globales de segundo orden si se satisface la siguiente condición:

$$F_{V,Ed} \leq 0,1 \cdot F_{V,B} = 0,1 \cdot \frac{F_{V,BB}}{1 + F_{V,BB}/F_{V,BS}} \quad (\text{H.6})$$

donde

$F_{V,B}$ es la carga global de pandeo teniendo en cuenta la flexión y el cortante globales,

$F_{V,BB}$ es la carga global de pandeo para flexión pura, véase H.1.2 (2),

$F_{V,BS}$ es la carga global de pandeo para cortante puro, $F_{V,BS} = \sum S$,

$\sum S$ es la rigidez total a cortante (fuerza por ángulo de cortante) de las unidades de arriostramiento (véase la Figura A19.H.1).

NOTA: La deformación global de cortante de una unidad de arriostramiento normalmente está condicionada, en mayor medida, por las deformaciones de flexión locales (Figura A19.H.1). Por tanto, en ausencia de un análisis más preciso, se puede tener en cuenta la fisuración para S de la misma manera que para EI ; véase H.1.2 (3).

H.2 Métodos de cálculo de los efectos globales de segundo orden

(1) Este apartado se basa en el análisis lineal de segundo orden de acuerdo con el apartado 5.8.7. Los efectos globales de segundo orden pueden tenerse en cuenta analizando la estructura frente a fuerzas horizontales ficticias y mayoradas $F_{H,Ed}$:

$$F_{H,Ed} = \frac{F_{H,0Ed}}{1 - F_{V,Ed}/F_{V,B}} \quad (\text{H.7})$$

donde:

$F_{H,0Ed}$ es la fuerza horizontal de primer orden debida al viento, imperfecciones, etc.,

$F_{V,Ed}$ es la carga vertical total sobre los elementos de arriostramiento y arriostrados,

$F_{V,B}$ es la carga global nominal de pandeo, véase (2).

(2) La carga de pandeo, $F_{V,B}$, puede determinarse de acuerdo con H.1.3 (o H.1.2 si las deformaciones globales de cortante son despreciables). No obstante, en este caso deben emplearse valores de la rigidez nominal acordes con el apartado 5.8.7.2, incluyendo el efecto de la fluencia.

(3) En los casos en los que no esté definida la carga global de pandeo $F_{V,B}$, puede emplearse la expresión siguiente:

$$F_{H,Ed} = \frac{F_{H,0Ed}}{1 - F_{H,1Ed}/F_{H,0Ed}} \quad (\text{H.8})$$

donde:

$F_{H,1Ed}$ es la fuerza horizontal ficticia, que da lugar a los mismos momentos que una carga vertical, $N_{V,Ed}$, que actúa sobre la estructura deformada, con una deformación producida por $F_{H,0Ed}$ (deformación de primer orden) y calculada con los valores nominales de rigidez acordes con el apartado 5.8.7.2

NOTA: La expresión (H.8) proviene de un cálculo numérico paso a paso en el que el efecto de la carga vertical y los incrementos de deformación, expresados como fuerzas horizontales equivalentes, se añaden en iteraciones consecutivas. Los incrementos formarán series geométricas después de unas pocas iteraciones. Suponiendo que esto sucede incluso en la primera iteración, (lo que es análogo a suponer que $\beta = 1$ en el apartado 5.8.7.3 (3)), la suma puede expresarse como en la expresión (H.8). Esta hipótesis requiere que los valores de las rigideces que representan el estado final de deformaciones se empleen en todas las iteraciones (nótese que esto es también la hipótesis básica que hay detrás del análisis basado en valores nominales de la rigidez).

En otros casos, por ejemplo si se supone que en la primera iteración las secciones no están fisuradas y se detecta que la fisuración se produce en iteraciones posteriores, o si la distribución de las fuerzas horizontales equivalentes cambia de forma significativa en las primeras iteraciones, entonces deberán incluirse más iteraciones en el análisis, hasta alcanzar la hipótesis de una serie geométrica. A continuación se presenta un ejemplo con dos iteraciones más que en la expresión (H.8):

$$F_{H,Ed} = F_{H,0Ed} + F_{H,1Ed} + F_{H,2Ed} / (1 - F_{H,3Ed} / F_{H,2Ed})$$

Apéndice I Recomendaciones para el análisis de losas planas y pantallas

I.1 Losas planas

I.1.1 Generalidades

(1) Para el propósito de este capítulo, las losas planas tendrán un espesor uniforme o podrán incorporar regresamientos sobre los pilares.

(2) Las losas planas deben analizarse empleando un método de análisis contrastado, como el del emparillado (en el que la placa se idealiza como un conjunto de elementos discretos interconectados), elementos finitos, límite elástico o pórtico equivalente. Deben emplearse las propiedades geométricas y de los materiales adecuadas.

I.1.2 Análisis del pórtico equivalente

(1) La estructura debe dividirse longitudinal y transversalmente en pórticos formados por soportes y secciones de las losas contenidas entre las líneas centrales de los paños adyacentes (área comprendida entre cuatro soportes adyacentes). La rigidez de los elementos puede calcularse a partir de sus secciones brutas. Para cargas verticales, la rigidez puede basarse en el ancho total de los paños. Para cargas horizontales, el 40% de este valor debe emplearse para representar el incremento de la flexibilidad en las uniones soporte/losa en las estructuras de losas planas, en comparación con las uniones soporte/viga. Debe emplearse la carga total del paño para el análisis en cada dirección.

(2) Los momentos flectores totales obtenidos a partir del análisis deben distribuirse a lo largo del ancho de la losa. En el análisis elástico, los momentos negativos tienden a concentrarse en las líneas centrales de los soportes.

(3) Debe suponerse que los paños se dividen en bandas sobre los soportes y bandas intermedias (véase la Figura A19.I.1). Los momentos flectores deben distribuirse tal como se indica en la Tabla A19.I.1.

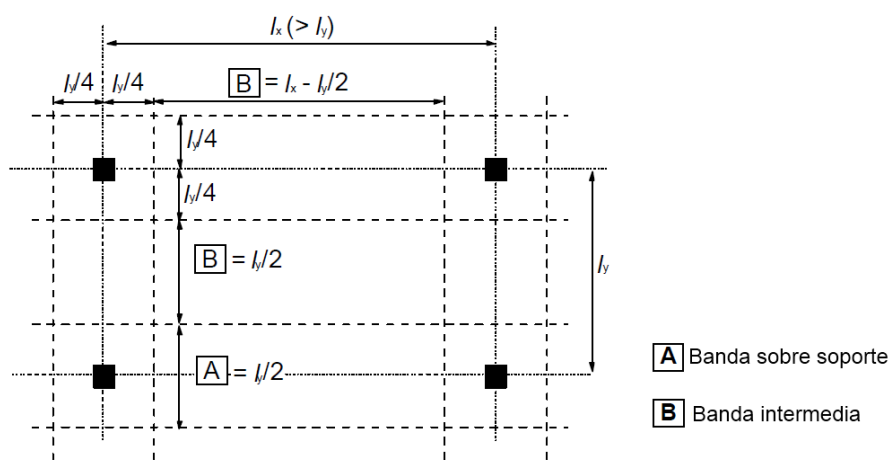


Figura A19.I.1: División de los paños en losas planas

NOTA: Cuando se utilicen regresamientos de una anchura $> (l_y/3)$, las bandas sobre los soportes deben tomarse iguales al ancho de dichos regresamientos. De esta manera, el ancho de las bandas intermedias deberá ajustarse en consecuencia.

Tabla A19.I.1. Reparto simplificado del momento flector para losas planas

	Momentos negativos	Momentos positivos
Banda sobre soporte	60% – 80%	50% – 70%
Banda intermedia	40% – 20%	50% – 30%
NOTA: Los momentos negativos y positivos que deben resistir el soporte y las bandas intermedias siempre deben sumar 100%.		

(4) Cuando el ancho de la banda sobre el soporte sea distinto a $0,5I_x$ (como se muestra en la Figura A19.I.1) y se iguale al ancho del regresamiento, el ancho de la banda intermedia debe ajustarse en consecuencia.

(5) Salvo que existan vigas perimetrales, que estén convenientemente dimensionadas a torsión, los momentos transmitidos a los soportes de borde o de esquina deben limitarse al momento resistente de la sección rectangular igual a $0,17b_e d^2 f_{ck}$ (véase la Figura A19.9.9 para la definición de b_e). El momento positivo en el vano extremo debe ajustarse en consecuencia.

I.1.3 Distribución irregular de los soportes

(1) Cuando debido a una distribución irregular de los soportes, la losa plana no pueda ser razonablemente analizada mediante el método del pórtico equivalente, puede emplearse un emparillado u otro método elástico. En este caso suele ser suficiente la siguiente aproximación simplificada:

- i) analizar la losa con la carga total, $\gamma_Q Q_k + \gamma_G G_k$, en todos los paños,
- ii) los momentos en el centro de vano y sobre el soporte deben aumentarse para tener en cuenta los efectos de la distribución de cargas. Esto puede lograrse cargando un paño crítico (o paños) con $\gamma_Q Q_k + \gamma_G G_k$ y el resto de la losa con $\gamma_G G_k$. En el caso de que pueda existir una variación significativa entre las cargas permanentes de los distintos paños, γ_G debe tomarse igual a 1 para los paños descargados.
- iii) los efectos de esta carga particular pueden entonces aplicarse a otros paños y soportes críticos de manera similar.

(2) Deben aplicarse las restricciones relativas a la transmisión de momentos a los soportes de borde establecidas en I.1.2 (5).

I.2 Pantallas

- (1) Las pantallas son muros de hormigón en masa o armado que contribuyen a la estabilidad lateral de la estructura.
- (2) La carga lateral resistida por cada pantalla en la estructura debe obtenerse a partir de un análisis global de la estructura, teniendo en cuenta las cargas aplicadas, las excentricidades de las cargas respecto al centro de esfuerzos cortantes de la estructura y la interacción entre los distintos muros estructurales.
- (3) Deben considerarse los efectos de la asimetría de la carga de viento (de acuerdo a la reglamentación específica vigente de acciones).
- (4) Debe tenerse en cuenta la combinación de los efectos de la carga axil y el cortante.
- (5) Además de los otros criterios de servicio de este código, debe considerarse el efecto del movimiento horizontal de las pantallas sobre los ocupantes de la estructura, (véase Anejo 18 del Código Estructural).
- (6) En el caso de estructuras de edificación que no superen las 25 plantas, si la distribución en planta de las pantallas es sensiblemente simétrica y las pantallas no tienen huecos que produzcan deformaciones globales por cortante significativas, la carga lateral resistida por una pantalla podrá obtenerse mediante la siguiente expresión:

$$P_n = \frac{P \cdot (EI)_n}{\sum (EI)} \pm \frac{(P \cdot e) \cdot y_n \cdot (EI)_n}{\sum (EI) \cdot y_n^2} \quad (I.1)$$

donde:

- P_n es la carga lateral en la pantalla n ,
- $(EI)_n$ es la rigidez de la pantalla n ,
- P es la carga aplicada,
- e es la excentricidad de P con respecto al centro de gravedad de las rigideces (véase la Figura A19.I.3),
- y_n es la distancia de la pantalla n al centro de gravedad de las rigideces.

- (7) Si los elementos, con o sin deformaciones por cortante significativas, se combinan a través del sistema de arriostramiento, el análisis deberá tener en cuenta tanto la deformación a cortante como la deformación a flexión.

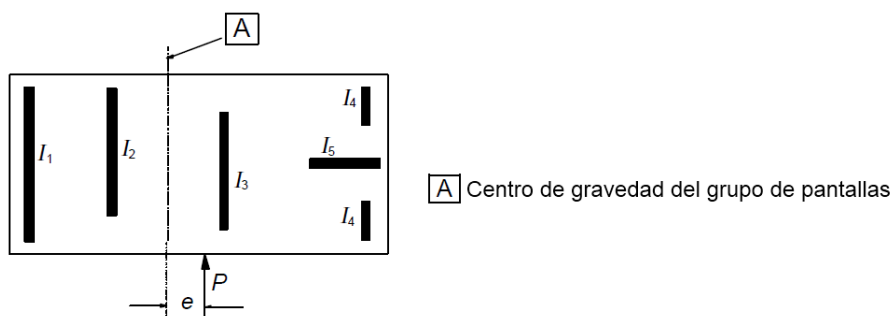


Figura A19.I.3: Excentricidad de la carga respecto al centro de gravedad de las pantallas

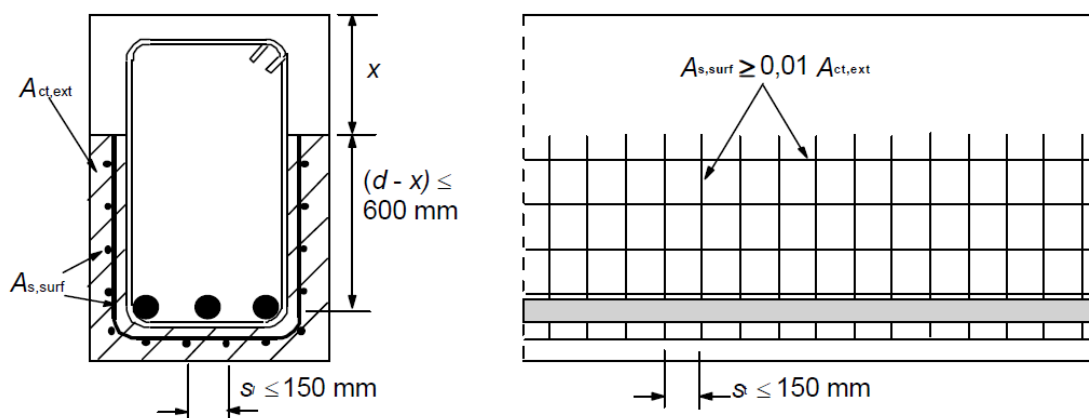
Apéndice J Ejemplos de definición de los detalles de proyecto para situaciones particulares

J.1 Armadura de piel

(1) La armadura de piel para resistir el desconchamiento debe emplearse cuando la armadura principal esté formada por:

- barras con un diámetro superior a 32 mm, o
- grupos de barras con un diámetro equivalente superior a 32 mm (véase el apartado 8.8).

La armadura de piel debe consistir en una malla electrosoldada o en barras de pequeño diámetro y disponerse fuera de los cercos tal como se indica en la Figura A19.J.1.



x es la profundidad de la fibra neutra en ELU

Figura A19J.1: Ejemplo de armadura de piel

(2) El área de la armadura de piel $A_{s,surf}$ no debe ser inferior a $A_{s,surfmin}$ en las dos direcciones, paralela y ortogonal a la armadura de tracción de la viga. El valor mínimo será $A_{s,surfmin} = 0,01A_{ct,ext}$, donde $A_{ct,ext}$ el área de hormigón del recubrimiento, exterior a los cercos (véase la Figura A19.J.1).

(3) En el caso de que el recubrimiento de la armadura sea superior a 70 mm, para mejorar la durabilidad debe emplearse una armadura de piel similar, con un área de $0,005A_{ct,ext}$ en cada dirección.

(4) El recubrimiento mínimo necesario para la armadura de piel se indica en el apartado 43.4.1 del Código Estructural

(5) Las barras longitudinales de la armadura de piel pueden tomarse como armadura longitudinal resistente a flexión y las barras transversales como armadura resistente de cortante, siempre que se cumplan los requisitos para la colocación y el anclaje de estos tipos de armaduras.

J.2 Esquinas de pórticos

J.2.1 Generalidades

(1) La resistencia del hormigón $\sigma_{Rd,max}$ debe determinarse de acuerdo con el apartado 6.5.2 (zonas comprimidas con o sin armadura transversal).

J.2.2 Esquinas de pórticos con momentos negativos

(1) Para un canto aproximadamente igual de viga y soporte ($2/3 < h_2/h_1 < 3/2$) (véase la Figura A19.J.2 (a)), no es necesario comprobar los cercos ni las longitudes de anclaje en las uniones viga-soporte, siempre que la armadura de tracción de la viga esté doblada alrededor de la esquina.

(2) La Figura A19.J.2 (b) muestra un modelo de bielas y tirantes para $h_2/h_1 < 2/3$ para un rango limitado de $\tan \theta$ definido por los valores $0,5 \leq \tan \theta \leq 2,0$.

(3) La longitud de anclaje l_{bd} debe determinarse para la fuerza $\Delta F_{td} = F_{td2} - F_{td1}$.

(4) La armadura debe disponerse para soportar fuerzas de tracción transversales perpendiculares al plano del nudo.

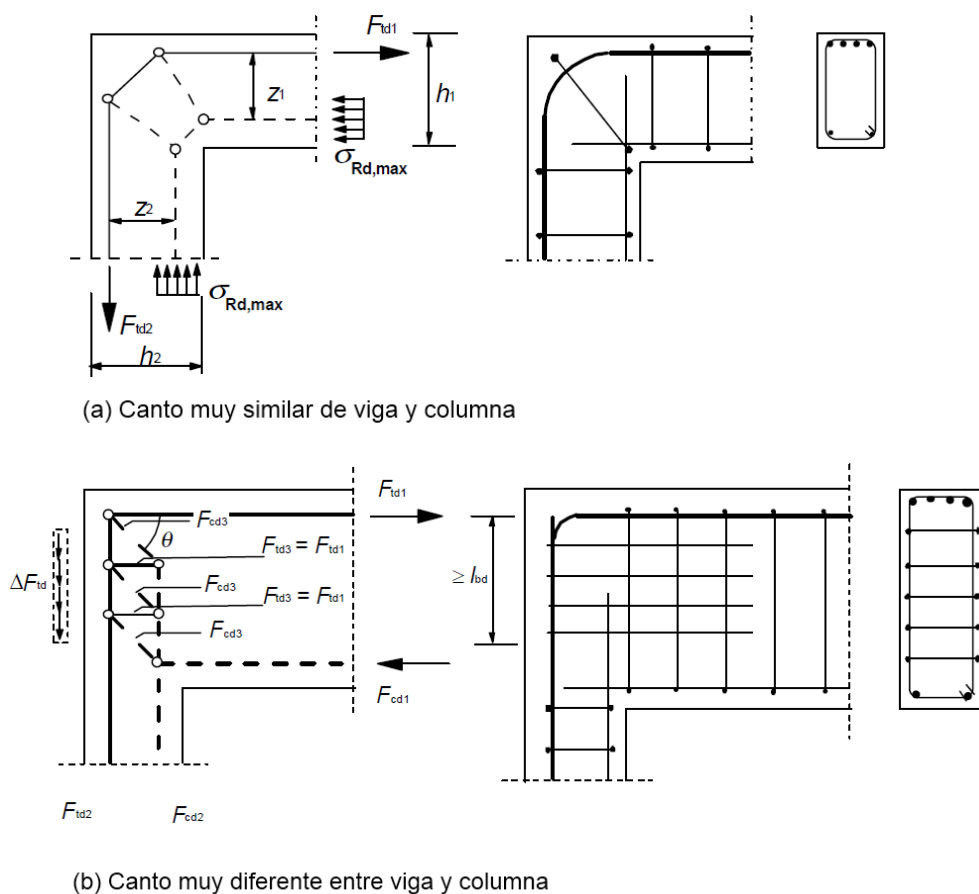


Figura A19.J.2: Esquina de pórtico con momento negativo. Modelo y armado

J.2.3 Esquinas de pórticos con momentos positivos

(1) Para un canto aproximadamente igual de viga y soporte, pueden emplearse los modelos de bielas y tirantes establecidos en las Figuras J.3 (a) y J.4 (a). La armadura debe disponerse en forma de lazo en la región de la esquina, o como dos barras en U superpuestas en combinación con cercos inclinados, tal como se muestra en las Figuras A19.J.3 (b) y (c) y en las Figuras A19.J.4 (b) y (c).

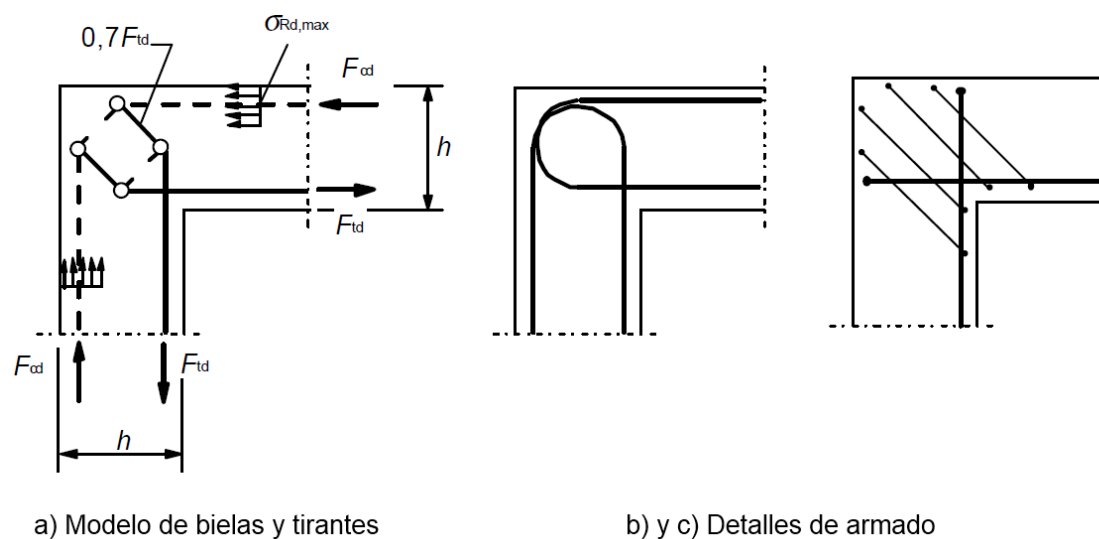


Figura A19.J.3: Esquina de pórtico con un momento positivo moderado
(por ejemplo $A_s/bh \leq 2\%$)

(2) Para momentos positivos elevados, deben disponerse una barra diagonal y cercos, tal como se muestra en la Figura A19.J.4, para prevenir el desconchamiento.

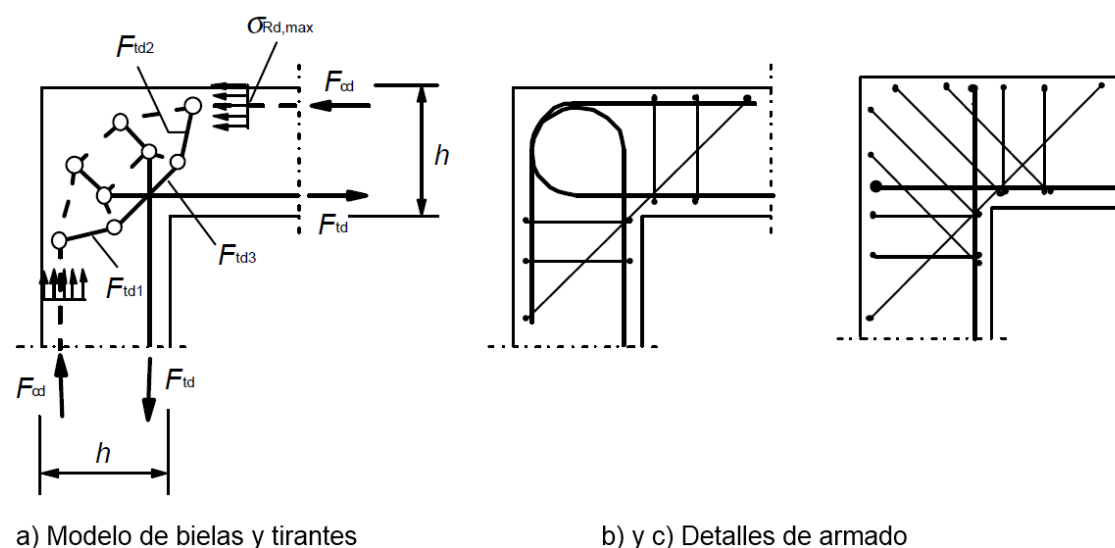


Figura A19.J.4: Esquina de pórtico con un momento positivo elevado
(por ejemplo $A_s/bh > 2\%$)

J.3 Ménsulas cortas

(1) Las ménsulas cortas ($a_c < z_0$) pueden calcularse empleando modelos de bielas y tirantes como los descritos en el apartado 6.5 (véase la Figura A19.J.5). La inclinación de la biela está limitada por $1,0 \leq \tan \theta \leq 2,5$.

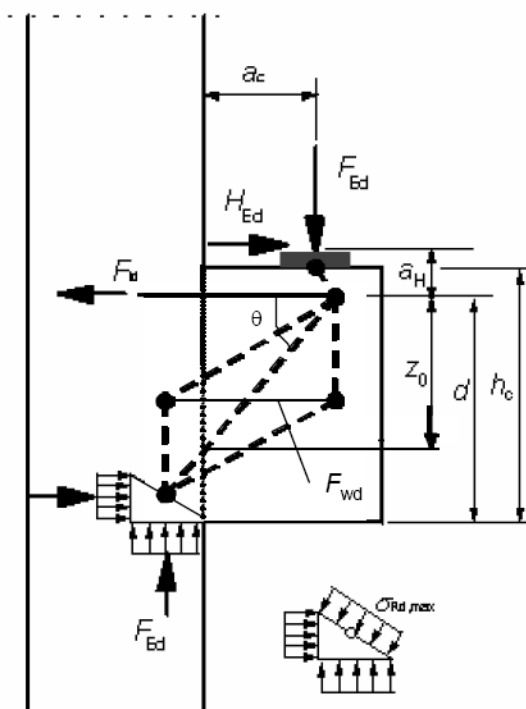


Figura J.5: Modelo de bielas y tirantes de una ménsula corta

(2) Si $a_c < 0,5h_c$ deben disponerse cercos próximos horizontales o inclinados con $A_{s,lnk} \geq k_1 A_{s,main}$, junto con la armadura principal de tracción (véase la Figura A19.J.6 (a)). El valor de k_1 a utilizar será $k_1 = 0,25$.

(3) Si $a_c > 0,5h_c$ y $F_{Ed} > V_{Rd,c}$ (véase 6.2.2), deben disponerse cercos verticales próximos, $A_{s,lnk} \geq k_2 F_{Ed} / f_{yd}$, además de la armadura de tracción principal (véase la Figura A19.J.6 (b)). El valor de k_2 a utilizar será $k_2 = 0,5$.

(4) La armadura principal de tracción debe anclarse en sus dos extremos. Esta armadura debe anclarse al elemento de apoyo en su cara más alejada y la longitud de anclaje debe medirse a partir de la posición de la armadura vertical de la cara más próxima. La armadura debe anclarse en la ménsula corta y la longitud de anclaje debe medirse desde la cara interna de la placa de carga.

(5) Si se establecen requisitos especiales para limitarla fisuración, será eficaz la utilización de cercos inclinados en la zona de arranque de la ménsula corta.

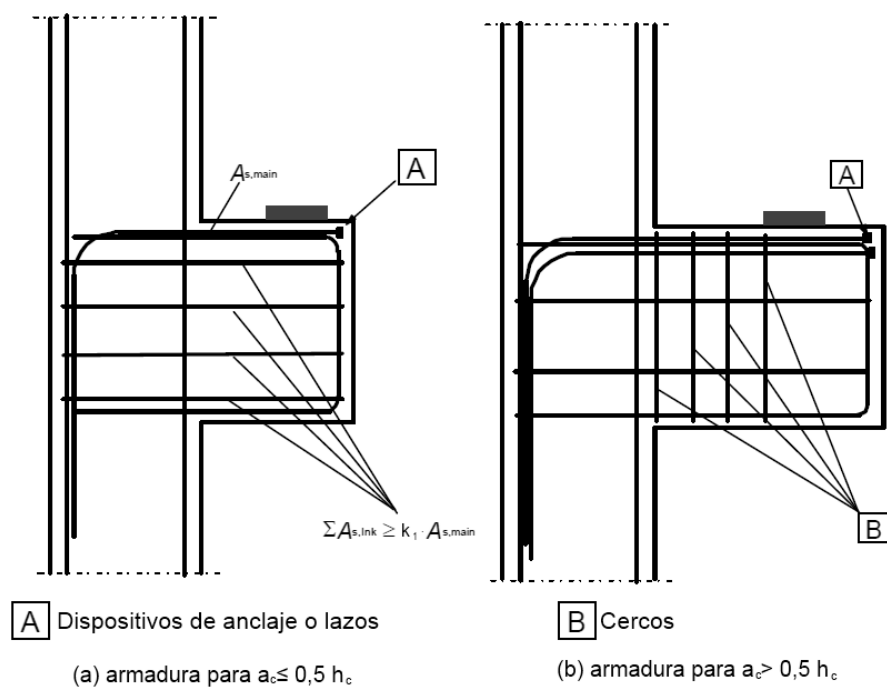


Figura A19.J.6: Detalles de armadura de una ménsula corta

Anejo 20

**Proyecto de estructuras de
hormigón.**

**Reglas generales. Proyecto de
estructuras sometidas al fuego**

Contenido

1	GENERALIDADES.....	1
1.1.	OBJETO Y CAMPO DE APLICACIÓN DE ESTE ANEJO.....	1
1.2	NORMATIVA DE REFERENCIA.....	1
1.3	DEFINICIONES.....	1
1.4.1	<i>temperatura crítica de la armadura:</i>	1
1.4.2	<i>muro cortafuegos:</i>	1
1.4.3	<i>máximo nivel de tensión:</i>	2
1.4.4	<i>parte de estructura:</i>	2
1.4.5	<i>capas de protección:</i>	2
1.4.6	<i>sección transversal reducida:</i>	2
1.5	SÍMBOLOS.....	2
1.5.1	<i>Símbolos adicionales a los indicados en este Anejo:</i>	2
1.5.2	<i>Subíndices adicionales a los indicados en este Anejo:</i>	3
2	BASES DE PROYECTO	4
2.1	REQUISITOS.....	4
2.1.1	<i>Generalidades</i>	4
2.1.2	<i>Exposición nominal al fuego</i>	4
2.1.3	<i>Exposición al fuego paramétrico</i>	5
2.2	ACCIONES.....	5
2.3	VALORES DE CÁLCULO DE LAS PROPIEDADES DE LOS MATERIALES.....	5
2.4	MÉTODOS DE COMPROBACIÓN.....	6
2.4.1	<i>Generalidades</i>	6
2.4.2	<i>Análisis por elementos aislados</i>	7
2.4.3	<i>Análisis de parte de la estructura</i>	8
2.4.4	<i>Análisis global de la estructura</i>	9
3	PROPIEDADES DE LOS MATERIALES.....	10
3.1	GENERALIDADES	10
3.2	PROPIEDADES DE RESISTENCIA Y DEFORMACIÓN A TEMPERATURAS ELEVADAS.....	10
3.2.1	<i>Generalidades</i>	10
3.2.2	<i>Hormigón</i>	10
3.2.2.1	<i>Hormigón comprimido</i>	10
3.2.2.2	<i>Resistencia a tracción</i>	12
3.2.3	<i>Acero para armaduras pasivas</i>	13
3.2.4	<i>Acero para armaduras activas</i>	15
3.3	PROPIEDADES FÍSICAS Y TÉRMICAS DEL HORMIGÓN CON ÁRIDOS SILÍCEOS Y CALCÁREOS	16
3.3.1	<i>Elongación térmica</i>	16
3.3.2	<i>Calor específico</i>	17
3.3.3	<i>Conductividad térmica</i>	19
3.4	ELONGACIÓN TÉRMICA DEL ACERO PARA ARMADURAS PASIVAS Y ACTIVAS	19
4.	PROCEDIMIENTOS DE CÁLCULO	21
4.1	GENERALIDADES	21
4.2	MÉTODO DE CÁLCULO SIMPLIFICADO	21
4.2.1	<i>Generalidades</i>	21
4.2.2	<i>Perfiles de temperatura</i>	22
4.2.3	<i>Sección transversal reducida</i>	22
4.2.4	<i>Reducción de la resistencia</i>	22
4.2.4.1	<i>Generalidades</i>	22

4.2.4.2	Hormigón	23
4.2.4.3	Acero	23
4.3	MÉTODOS DE CÁLCULO AVANZADOS.....	25
4.3.1	<i>Generalidades</i>	25
4.3.2	<i>Respuesta térmica</i>	25
4.3.3	<i>Respuesta mecánica</i>	26
4.4	CORTANTE, TORSIÓN Y ANCLAJE	27
4.5	DESCONCHADO	27
4.5.1	<i>Desconchado explosivo</i>	27
4.5.2	<i>Desprendimiento del hormigón</i>	28
4.6	UNIONES.....	28
4.7	CAPAS DE PROTECCIÓN	29
5	DATOS TABULADOS	30
5.1	OBJETO Y CAMPO DE APLICACIÓN.....	30
5.2	REGLAS GENERALES DE CÁLCULO	30
5.3	PILARES	34
5.3.1	<i>Generalidades</i>	34
5.4	MUROS	39
5.4.1	<i>Muros de sectorización no portantes</i>	39
5.4.2	<i>Muros portantes macizos</i>	40
5.4.3	<i>Muros cortafuegos</i>	41
5.5	ELEMENTOS EN TRACCIÓN	41
5.6	VIGAS.....	41
5.6.1	<i>Generalidades</i>	41
5.6.2	<i>Vigas simplemente apoyadas</i>	43
5.6.4	<i>Vigas expuestas en todas sus caras</i>	47
5.7	LOSAS.....	47
5.7.1	<i>Generalidades</i>	47
5.7.2	<i>Losas macizas simplemente apoyadas</i>	48
5.7.3	<i>Losas macizas continuas</i>	49
5.7.4	<i>Losas planas</i>	50
5.7.5	<i>Losas nervadas</i>	50
6	HORMIGONES DE ALTA RESISTENCIA	53
6.1	GENERALIDADES	53
6.2	DESCONCHADO	54
6.3	PROPIEDADES TÉRMICAS	54
6.4	CÁLCULO ESTRUCTURAL	54
6.4.1	<i>Cálculo de la capacidad portante</i>	54
6.4.2	<i>Métodos de cálculo simplificados</i>	55
6.4.2.1	<i>Pilares y muros</i>	55
6.4.2.2	<i>Vigas y losas</i>	55
6.4.3	<i>Datos tabulados</i>	56
APÉNDICE A. RECOMENDACIONES PARA LOS PERFILES DE TEMPERATURA.....		57
APÉNDICE B. MÉTODOS DE CÁLCULO SIMPLIFICADOS RECOMENDADOS.....		65
B.1	MÉTODO DE LA ISOTERMA 500 °C	65
B.1.1	<i>Principio y campo de aplicación</i>	65
B.1.2	<i>Procedimiento de cálculo de una sección transversal de hormigón armado sometida a flexocompresión</i>	66
B.2	MÉTODO DE LAS ZONAS	71

B.3	EVALUACIÓN DE UNA SECCIÓN TRANSVERSAL DE HORMIGÓN ARMADO EXPUESTA A FLEXOCOMPRESIÓN MEDIANTE EL MÉTODO BASADO EN LA ESTIMACIÓN DE CURVATURA	74
B.3.1	<i>Pandeo de pilares en la situación de incendio</i>	74
B.3.2	<i>Procedimiento de evaluación de la resistencia al fuego de las secciones de pilares</i>	75
APÉNDICE C. RECOMENDACIONES SOBRE PANDEO DE PILARES EN LA SITUACIÓN DE INCENDIO		78
APÉNDICE D. MÉTODOS RECOMENDADOS DE CÁLCULO DEL ESFUERZO CORTANTE, LA TORSIÓN Y EL ANCLAJE DE LAS ARMADURAS		79
D.1	REGLAS GENERALES	79
D.2	ARMADURA DE CORTANTE Y TORSIÓN	79
D.3	PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO PARA LA EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA A ESFUERZO CORTANTE DE UNA SECCIÓN TRANSVERSAL DE HORMIGÓN ARMADO	80
D.4	PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO PARA LA EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA A TORSIÓN DE UNA SECCIÓN TRANSVERSAL DE HORMIGÓN ARMADO	81
APÉNDICE E. MÉTODO DE CÁLCULO SIMPLIFICADO PARA VIGAS Y LOSAS RECOMENDADO		83
E.1	GENERALIDADES	83
E.2	LOSAS Y VIGAS CON APOYO SIMPLE	83
E.3	LOSAS Y VIGAS CONTINUAS	84

1 Generalidades

1.1. Objeto y campo de aplicación de este Anejo

(1) Este Anejo trata el proyecto de estructuras de hormigón en la situación accidental de exposición al fuego, y está concebido para ser usado junto con el Anejo 19 del Código Estructural y la reglamentación específica vigente. Esta norma sólo identifica diferencias o complementa a los proyectos a temperatura normal.

(2) Este Anejo sólo cubre los métodos pasivos de protección frente al fuego. No se contemplan métodos activos.

(3)P Esta norma se aplica a estructuras de hormigón que deben cumplir ciertas funciones, cuando están sometidas al fuego, en términos de:

- prevención del derrumbamiento prematuro de la estructura (función portante);
- limitación de la expansión del fuego (llama, gases calientes, calor excesivo) fuera de las zonas designadas (función separadora).

(4) Este Anejo establece los principios y las reglas de aplicación para el proyecto de estructuras, con requisitos concretos respecto a dichas funciones y a los niveles de prestaciones.

(5) Este Anejo se aplica a estructuras, o a partes de estructuras, dentro del objeto y campo de aplicación del Anejo 19 del Código Estructural proyectadas de acuerdo con la misma. Sin embargo, no cubre:

- estructuras pretensadas armaduras activas (tendones) externas;
- estructuras laminares.

(6) Los métodos dados en este Anejo son aplicables a hormigones de peso normal de clase de resistencia hasta f_{ck} 90 N/mm² y a hormigones ligeros de clase de resistencia hasta f_{ckL} 50 N/mm². En el apartado 6 se dan reglas adicionales y alternativas para las clases de resistencia superiores a f_{ckL} 50 N/mm².

1.2 Normativa de referencia

Las normas citadas en este Anejo deben utilizarse en la versión indicada en el Anejo 1 del Código Estructural.

1.3 Definiciones

Para los fines de este Anejo se aplican los términos y definiciones incluidos en el Anejo 18 del Código Estructural y en la reglamentación específica vigente además de los siguientes:

1.4.1 temperatura crítica de la armadura:

Temperatura de la armadura en la cual se espera que se prevé el fallo de un elemento en la situación de incendio (*criterio R*) para un nivel de tensión dado del acero.

1.4.2 muro cortafuegos:

Muro que separa dos espacios (generalmente dos edificios) diseñado para resistir al fuego y para ofrecer estabilidad estructural, que puede ofrecer una resistencia a carga horizontal con objeto de que, en caso de incendio y de fallo de la estructura en una

cara del muro, se evita la propagación del incendio al otro lado del muro.

1.4.3 máximo nivel de tensión:

Para una temperatura dada, el nivel de tensión en el que la relación tensión-deformación del acero sufre un quiebro para dar una meseta en la elasticidad.

1.4.4 parte de estructura:

Parte aislada de una estructura completa con condiciones apropiadas de apoyo y de contorno.

1.4.5 capas de protección:

Cualquier material o combinación de materiales aplicados a un elemento estructural para el fin de aumentar su resistencia al fuego.

1.4.6 sección transversal reducida:

Sección transversal del elemento en el dimensionamiento estructural de comportamiento frente al fuego empleada en el método de la sección transversal reducida. Se obtiene quitando las partes en las que se supone una resistencia y una rigidez nulas.

1.5 Símbolos

1.5.1 Símbolos adicionales a los indicados en este Anejo

(1) Se utilizan los siguientes símbolos adicionales:

Letras latinas mayúsculas

$E_{d,fi}$ efecto de cálculo de las acciones en la situación de incendio

E_d efecto de cálculo de las acciones para el dimensionamiento a temperatura normal

$R_{d,fi}$ resistencia de cálculo en la situación de incendio; $R_{d,fi}(t)$ en un instante t dado.

R 30 o R 60,... clase de resistencia al fuego para el criterio de resistencia portante durante 30, o 60... minutos de exposición al fuego normalizado

E 30 o E 60,... clase de resistencia al fuego para el criterio de integridad para 30, o 60... minutos de exposición al fuego normalizado

I 30 o I 60,... clase de resistencia al fuego para el criterio de aislamiento térmico para 30, o 60... minutos de exposición al fuego normalizado

T temperatura [K] (véase θ temperatura [°C]);

$X_{d,fi}$ valor de cálculo de las propiedades resistencia o deformación en la situación de incendio

X_k valor característico de una propiedad de resistencia o deformación para el cálculo a temperatura ambiente

Letras latinas minúsculas

a recubrimiento mecánico* (distancia del eje de la armadura pasiva o la activa al

* NOTA:

En este Anejo se distingue entre recubrimiento mecánico y recubrimiento geométrico. En el Anejo 19, cuando se hace referencia al recubrimiento, debe entenderse que corresponde al recubrimiento geométrico en el presente Anejo.

	paramento expuesto más cercano)
c_c	calor específico del hormigón [J/kgK]
$f_{ck}(\theta)$	resistencia característica a compresión del hormigón, a temperatura θ , para una deformación unitaria especificada
$f_{ck,t}(\theta)$	resistencia característica a tracción del hormigón, a temperatura θ , para una deformación unitaria especificada
$f_{pk}(\theta)$	resistencia característica del acero para armaduras activas, a temperatura θ , para una deformación unitaria especificada
$f_{sk}(\theta)$	resistencia característica del acero para armaduras pasivas, a temperatura θ , para una deformación unitaria especificada
$k(\theta) = X_k(\theta)/X_k$	coeficiente de reducción para una propiedad de resistencia o deformación dependiente de la temperatura θ del material
$n = N_{0Ed,fi} / (0,7(A_c f_{cd} + A_s f_{yd}))$	nivel de carga de un pilar a temperatura ambiente
t	tiempo de exposición al fuego [min]

Letras griegas minúsculas

$\gamma_{M,fi}$	coeficiente parcial de seguridad para un material en el dimensionamiento frente al fuego
η_{fi}	$= E_{d,fi}/E_d$ coeficiente de reducción para el nivel de carga de cálculo en la situación de incendio
μ_{fi}	$= N_{Ed,fi}/N_{Rd}$ grado de utilización en la situación de incendio
$\varepsilon_c(\theta)$	deformación térmica unitaria del hormigón
$\varepsilon_p(\theta)$	deformación térmica unitaria del acero para armaduras activas
$\varepsilon_s(\theta)$	deformación térmica unitaria del acero para armaduras pasivas
$\varepsilon_{s,fi}$	deformación unitaria del pasiva o activas, a temperatura θ
λ_c	conductividad térmica del hormigón [W/mK]
$\lambda_{0,fi}$	esbeltez del pilar en la situación de incendio
$\sigma_{c,fi}$	tensión de compresión del hormigón en la situación de incendio
$\sigma_{s,fi}$	tensión del acero en la situación de incendio
θ	temperatura [°C]
θ_{cr}	temperatura crítica [°C]

1.5.2 Subíndices adicionales a los indicados en este Anejo:

fi	valor relevante para la situación de incendio
t	función del tiempo
θ	función de la temperatura

2 Bases de proyecto

2.1 Requisitos

2.1.1 Generalidades

(1) Cuando se requiera resistencia mecánica en caso de incendio, las estructuras de hormigón se deben proyectar y construir de forma que mantengan su función portante durante el tiempo de exposición al fuego requerido.

(2) Cuando se requiera sectorización, los elementos que forman los contornos de la sectorización, incluyendo las juntas, se deben proyectar y construir de forma que mantengan su función portante durante el tiempo de exposición al fuego requerido. Esto debe asegurarse, cuando proceda, que:

- no se produce un fallo de integridad, véase la reglamentación específica vigente, como ;
- no se produce un fallo de aislamiento, véase la reglamentación específica vigente;
- se limita la radiación térmica desde el lado no expuesto.

NOTA 2 Los criterios de radiación térmica no son relevantes para las estructuras de hormigón consideradas en este Anejo.

(3) Se debe aplicar el criterio de deformación cuando los medios de protección, o el criterio de dimensionamiento para los elementos separadores, requieran considerar la deformación de la estructura portante.

(4) No es necesario considerar la deformación de la estructura portante en los siguientes casos, según proceda:

- la eficacia de los medios de protección se ha evaluado de acuerdo con el apartado 4.7,
- los elementos separadores tienen que satisfacer los requisitos de acuerdo con una exposición nominal al fuego.

2.1.2 Exposición nominal al fuego

(1) Para una exposición al fuego normalizado, los elementos deben cumplir con los criterios "R", "E" e "I", del modo siguiente:

- únicamente función separadora: integridad (criterio "E") y, cuando se requiera, aislamiento (criterio "I");
- únicamente función portante: resistencia mecánica (criterio "R");
- función separadora y portante: criterios "R", "E" y, cuando se requiera, "I".

(2) Se considera que se satisface el criterio "R" cuando se mantiene la función portante durante el tiempo de exposición al fuego requerido.

(3) Se puede considerar se satisface que el criterio "I" cuando el aumento medio de temperatura de toda la superficie no expuesta se limita a 140 K, y el aumento máximo de temperatura en cualquier punto de esa superficie no supera los 180 K.

(4) Los mismos criterios (R, E, I) deberían aplicarse con la curva de exposición al fuego externo; sin embargo, la referencia a esta curva específica debería identificarse con las letras "ef".

(5) Con la curva de exposición al fuego de hidrocarburo deberían aplicarse los mismos criterios (R, E, I); sin embargo, la referencia a esta curva específica debería identificarse con las letras "HC".

(6) En el caso en que un elemento vertical de separación, con o sin función portante, tenga que cumplir con el requisito de resistencia a impacto (criterio M), el elemento debería resistir una carga horizontal concentrada como se especifica en la norma UNE-EN 1363-2.

2.1.3 Exposición al fuego paramétrico

(1) La función portante debe mantenerse durante toda la duración del incendio, incluyendo la fase de extinción, o un periodo de tiempo especificado.

(2) Para la verificación de la función separadora, suponiendo una temperatura ambiente de 20 °C, se aplica lo siguiente:

- el aumento de la temperatura media en el lado no expuesto de la construcción debería limitarse a 140 K y el aumento de la temperatura máxima en el lado no expuesto no debería superar 180 K durante la fase de calentamiento hasta que se alcanza la temperatura máxima del gas en el sector del incendio;
- el aumento de la temperatura media en el lado no expuesto de la construcción debería limitarse $\Delta\theta_1 = 200$ K, y el aumento de la temperatura máxima en el lado no expuesto no debería limitarse $\Delta\theta_2 = 240$ K durante la fase de extinción.

2.2 Acciones

(1) Las acciones térmicas y mecánicas se deben tomar de la reglamentación específica vigente.

(2) Además de lo indicado en la reglamentación específica vigente, la emisividad en relación a la superficie del hormigón debería tomarse como 0,7.

2.3 Valores de cálculo de las propiedades de los materiales

(1) Los valores de cálculo de las propiedades mecánicas (resistencia y deformación) $X_{d,fi}$ de los materiales se definen del modo siguiente:

$$X_{d,fi} = k_{\theta} X_k / \gamma_{M,fi} \quad (2.1)$$

donde

X_k es el valor característico de una propiedad de resistencia o de deformación (*generalmente* f_k o E_k) para el dimensionamiento a temperatura normal conforme a la reglamentación específica vigente;

k_{θ} es el coeficiente de reducción de una propiedad de resistencia o deformación ($X_{k,\theta}$)

$/X_k$), dependiente de la temperatura del material, véase el apartado 3.2;

$\gamma_{M,fi}$ es el coeficiente parcial de seguridad de la propiedad del material correspondiente de un material, en la situación de incendio.

(2) Los valores de cálculo de las propiedades térmicas de los materiales $X_{d,fi}$ se definen del modo siguiente:

- si un incremento de la propiedad es favorable para la seguridad:

$$X_{d,fi} = X_{k,\theta} / \gamma_{M,fi} \quad (2.2a)$$

- si un incremento de la propiedad es desfavorable para la seguridad:

$$X_{d,fi} = \gamma_{M,fi} X_{k,\theta} \quad (2.2b)$$

donde

$X_{k,\theta}$ es el valor de una propiedad de material en el dimensionamiento frente al fuego, generalmente dependiente de la temperatura del material, véase el apartado 3;

$\gamma_{M,fi}$ es el coeficiente parcial de seguridad de la propiedad correspondiente del material, para la situación de incendio. El valor de $\gamma_{M,fi}$ es:

- Para las propiedades térmicas del hormigón y del acero para armaduras pasivas y activas: $\gamma_{M,fi} = 1,0$;
- Para las propiedades mecánicas del hormigón y del acero para armaduras pasivas y activas: $\gamma_{M,fi} = 1,0$.

2.4 Métodos de comprobación

2.4.1 Generalidades

(1) El modelo del sistema estructural adoptado para proyectar con este Anejo debe reflejar el comportamiento esperado frente al fuego de la estructura.

(2) Para el tiempo de exposición al fuego t especificado se debe comprobar:

$$E_{d,fi} \leq R_{d,t,fi} \quad (2.3)$$

donde

$E_{d,fi}$ es el efecto de cálculo de las acciones para la situación de incendio, determinado según la reglamentación específica vigente, incluyendo efectos de las expansiones y deformaciones térmicas;

$R_{d,fi}$ es la resistencia de cálculo correspondiente en la situación de incendio.

(3) El cálculo estructural para la situación de incendio debería llevarse a cabo de acuerdo con el apartado 5 del Anejo 18 del Código Estructural.

NOTA: Para comprobar el requisito de resistencia al fuego normalizado, es suficiente un análisis por elementos aislados.

(4) Los casos en que las reglas de aplicación indicadas en esta norma sólo sean válidas para la curva normalizada tiempo-temperatura se identifican en los

correspondientes apartados

(5) Los datos tabulados indicados en el apartado 5 se basan en la curva normalizada tiempo-temperatura.

(6) Como alternativa al dimensionamiento mediante cálculos, el dimensionamiento frente al fuego puede basarse en los resultados de ensayos frente al fuego, o de ensayos frente al fuego en combinación con cálculos, véase el apartado 5 del Anejo 18 del Código Estructural.

2.4.2 Análisis por elementos aislados

(1) El efecto de las acciones debería determinarse para el tiempo $t = 0$ usando coeficientes de combinación $\psi_{1,1}$ o $\psi_{1,2}$ de acuerdo el apartado 4 del Anejo 19 del Código Estructural.

(2) Como simplificación al punto (1), el efecto de las acciones puede obtenerse a partir de un cálculo estructural para el dimensionamiento a temperatura normal, como:

$$E_{d,fi} = \eta_{fi} E_d \quad (2.4)$$

donde

E_d es el valor de cálculo del esfuerzo correspondiente para el dimensionamiento a temperatura normal, en una combinación fundamental de acciones (véase la reglamentación específica vigente);

η_{fi} es el coeficiente de reducción para el valor de cálculo del nivel de carga en la situación de incendio.

(3) El coeficiente de reducción η_{fi} para la combinación de cargas (6.10) del Anejo 18 del Código Estructural debería tomarse como:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} Q_{k,1}}{\gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}} \quad (2.5)$$

o para las combinaciones de carga (6.10a) y (6.10b) del Anejo 18 como el menor valor resultante de las dos expresiones siguientes:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} Q_{k,1}}{\gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}} \quad (2.5a)$$

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} Q_{k,1}}{\xi \gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}} \quad (2.5b)$$

donde

$Q_{k,1}$ es la carga variable principal;

G_k es el valor característico de una acción permanente;

γ_G es el coeficiente parcial de seguridad de una acción permanente;

$\gamma_{Q,1}$ es el coeficiente parcial de seguridad de la acción variable 1;

ψ_{fi} es el factor de combinación para los valores frecuentes o cuasipermanentes dado bien por $\psi_{1,1}$ o por $\psi_{2,1}$, véase la reglamentación específica vigente ;

ξ es un coeficiente de reducción para una acción permanente desfavorable G.

NOTA 1 La figura A20.2.1 muestra un ejemplo de la variación del coeficiente de reducción η_{fi} frente a la relación de cargas $Q_{k,1}/G_k$ para distintos valores del coeficiente de combinación $\psi_{fi} = \psi_{1,1}$, respecto a la ecuación (2.5), con las siguientes hipótesis: $\gamma_G = 1,35$ y $\gamma_Q = 1,5$. Las expresiones (2.5a) y (2.5b) dan valores ligeramente mayores. Los valores de los coeficientes parciales de seguridad se dan en el Anejo 18 del Código Estructural.

NOTA 2 Como simplificación puede utilizarse un valor recomendado de $\eta_{fi} = 0,7$.

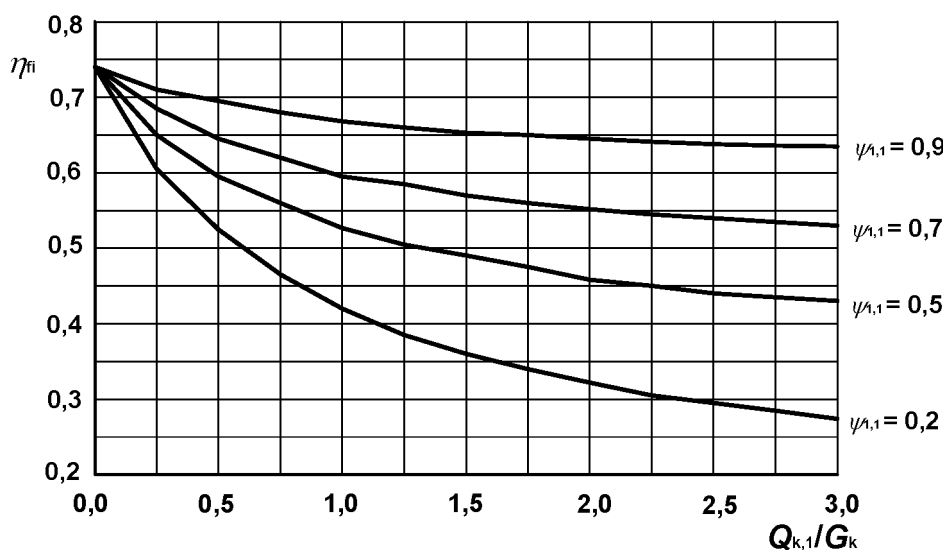


Figura A20.2.1 – Variación del coeficiente de reducción η_{fi} con la relación de cargas $Q_{k,1}/G_k$

(4) Sólo es necesario considerar los efectos de las deformaciones térmicas producidas por gradientes térmicos a través de la sección transversal. Los efectos de expansiones térmicas axiales o dentro del plano pueden despreciarse.

(5) Las condiciones límite en los apoyos y extremos de un elemento, aplicables para un instante $t = 0$, pueden suponerse constantes a lo largo de la exposición al fuego.

(6) Los datos tabulados, los modelos de cálculo simplificados o generales dados en el apartado 5 y los apartados 4.2 y 4.3, respectivamente, son adecuados para la comprobación de los elementos bajo las condiciones de incendio.

2.4.3 Análisis de parte de la estructura

(1) Se aplica el punto (1) del apartado 2.4.2.

(2) Como alternativa a la realización de un análisis global de la estructura para la situación de incendio en el instante $t = 0$ las reacciones en los apoyos y los esfuerzos internos en los contornos de parte de la estructura pueden obtenerse de un cálculo estructural a temperatura normal, como se indica en el apartado 2.4.2.

(3) La parte de la estructura a analizar se debería especificar en base a las potenciales expansiones y deformaciones térmicas de modo que su interacción con otras partes de la estructura se pueda aproximar mediante condiciones de apoyo y de contorno independientes del tiempo durante la exposición al fuego.

(4) Dentro de la parte de la estructura a analizar, se deben tener en cuenta el modo de fallo correspondiente a la exposición al fuego, las propiedades de los materiales dependientes de la temperatura y la rigidez del elemento, así como los efectos de las expansiones y deformaciones térmicas (acciones indirectas del fuego).

(5) Se supone que las condiciones de contorno en los apoyos y los esfuerzos de parte de la estructura, aplicables en el instante $t = 0$, permanecen constantes a lo largo de la exposición al fuego.

2.4.4 Análisis global de la estructura

(1) Cuando se realiza un análisis global de la estructura en la situación de incendio se deben tener en cuenta el modo de fallo correspondiente a la exposición al fuego, las propiedades de los materiales dependientes de la temperatura y la rigidez del elemento, así como los efectos de las expansiones y las deformaciones térmicas (acciones indirectas del fuego).

3 Propiedades de los materiales

3.1 Generalidades

(1) Los valores de las propiedades de los materiales indicados en este apartado deben tratarse como valores característicos (véase el punto (1) del apartado 2.3).

(2) Los valores pueden utilizarse con el método de cálculo simplificado (véase el apartado 4.2) y el avanzado (véase el apartado 4.3).

Pueden aplicarse formulaciones alternativas de las leyes de los materiales, siempre que las soluciones estén dentro del rango de la evidencia experimental.

NOTA Este Anejo no indica las propiedades de los materiales para el hormigón de áridos ligeros.

(3) Las propiedades mecánicas del hormigón y del acero tanto para armaduras pasivas como activas a temperatura ambiente (20 °C) se deben tomar como las indicadas en el Anejo 19 del Código Estructural para el dimensionamiento a temperatura normal.

3.2 Propiedades de resistencia y deformación a temperaturas elevadas

3.2.1 Generalidades

(1) Los valores numéricos de las propiedades de resistencia y deformación dados en este apartado están basados tanto en ensayos realizados en régimen estacionario como en régimen transitorio, y a veces en una combinación de ambos. Puesto que los efectos de la fluencia no se consideran explícitamente, los modelos de los materiales en este anejo son aplicables para velocidades de calentamiento de entre 2 y 50 K/min. Para velocidades de calentamiento fuera de dicho rango, la fiabilidad de las propiedades de resistencia y deformación deben demostrarse explícitamente.

3.2.2 Hormigón

3.2.2.1 Hormigón comprimido

(1) Las propiedades de resistencia y deformación de hormigón sometido a tensión uniaxial a temperaturas elevadas se deben obtener a partir de las relaciones de tensión-deformación unitaria como se indica en la figura A20.3.1.

(2) Las relaciones tensión-deformación unitaria dadas en la figura A20.3.1 se definen mediante dos parámetros:

- la resistencia a compresión $f_{c,\theta}$;
- la deformación unitaria $\varepsilon_{c1,\theta}$ correspondiente a $f_{c,\theta}$.

(3) Los valores para cada uno de estos parámetros se dan en la tabla A20.3.1 como función de las temperaturas del hormigón. Para valores intermedios de la temperatura se pueden hacer interpolaciones lineales.

(4) Los parámetros especificados en la tabla A20.3.1 pueden utilizarse para hormigones de peso normal con áridos silíceos o calcáreos (que contienen al menos un 80% áridos calcáreos en peso).

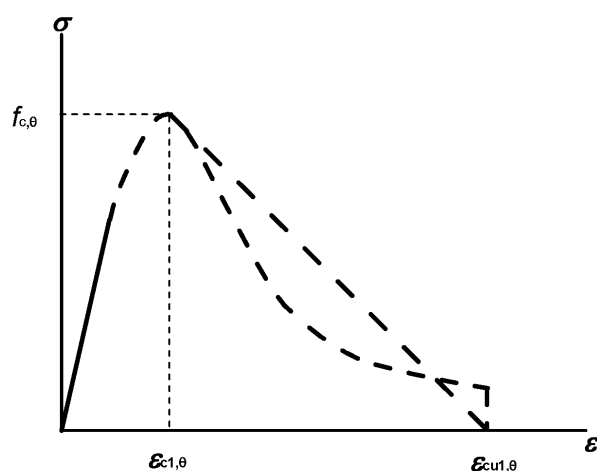
(5) Los valores para $\varepsilon_{cu1,\theta}$ que definen el rango de la rama descendente pueden tomarse, en la tabla A20.3.1, de la columna 4 para el hormigón de peso normal con áridos silíceos y de la columna 7 para el hormigón de peso normal con áridos calcáreos.

Tabla A20.3.1 – Valores para los principales parámetros de las relaciones tensión-deformación unitaria del hormigón de peso normal con áridos silíceos o calcáreos a temperaturas elevadas

Hormigón temp θ	Áridos silíceos			Áridos calcáreos		
	$f_{c,\theta} / f_{ck}$	$\varepsilon_{c1,\theta}$	$\varepsilon_{cu1,\theta}$	$f_{c,\theta} / f_{ck}$	$\varepsilon_{c1,\theta}$	$\varepsilon_{cu1,\theta}$
[°C]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
1	2	3	4	5	6	7
20	1,00	0,0025	0,0200	1,00	0,0025	0,0200
100	1,00	0,0040	0,0225	1,00	0,0040	0,0225
200	0,95	0,0055	0,0250	0,97	0,0055	0,0250
300	0,85	0,0070	0,0275	0,91	0,0070	0,0275
400	0,75	0,0100	0,0300	0,85	0,0100	0,0300
500	0,60	0,0150	0,0325	0,74	0,0150	0,0325
600	0,45	0,0250	0,0350	0,60	0,0250	0,0350
700	0,30	0,0250	0,0375	0,43	0,0250	0,0375
800	0,15	0,0250	0,0400	0,27	0,0250	0,0400
900	0,08	0,0250	0,0425	0,15	0,0250	0,0425
1000	0,04	0,0250	0,0450	0,06	0,0250	0,0450
1100	0,01	0,0250	0,0475	0,02	0,0250	0,0475
1200	0,00	-	-	0,00	-	-

(6) En el caso de acciones térmicas de acuerdo con el apartado 3 de la Norma EN 1991-1-2 (simulación de fuego natural), particularmente cuando se considera la rama de temperatura descendente, se debería modificar el modelo matemático de las relaciones tensión-deformación del hormigón especificado en la figura A20.3.1.

(7) No debería considerarse el posible aumento de resistencia del hormigón en la fase de enfriamiento.



Rango	Tensión $\sigma(\theta)$
$\varepsilon \leq \varepsilon_{c1,\theta}$	$\frac{3\varepsilon f_{c,\theta}}{\varepsilon_{c1,\theta} \left(2 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c1,\theta}} \right)^3 \right)}$
$\varepsilon_{ct}(\theta) < \varepsilon \leq \varepsilon_{cu1,\theta}$	Para cuestiones de tipo numérico debería adoptar una rama descendente. Se permiten modelos lineales o no lineales.

Figura A20.3.1 – Modelo matemático para relaciones tensión-deformación unitaria del hormigón comprimido a temperaturas elevadas

3.2.2.2 Resistencia a tracción

(1) La resistencia a tracción del hormigón debería despreciarse normalmente (conservador). Si es necesario considerar la resistencia a tracción puede utilizarse este apartado para los métodos de cálculo simplificados o avanzados.

(2) Se permite la reducción de la resistencia a tracción característica del hormigón mediante el coeficiente $k_{c,t}(\theta)$, como se indica en la expresión (3.1).

$$f_{ck,t}(\theta) = k_{c,t}(\theta) f_{ck,t} \quad (3.1)$$

(3) En ausencia de información más precisa, deberían utilizarse los siguientes valores de $k_{c,t}(\theta)$ (véase la figura A20.3.2):

$$k_{c,t}(\theta) = 1,0 \quad \text{para } 20\text{ °C} \leq \theta \leq 100\text{ °C}$$

$$k_{c,t}(\theta) = 1,0 - 1,0 (\theta - 100)/500 \quad \text{para } 100\text{ °C} < \theta \leq 600\text{ °C}$$

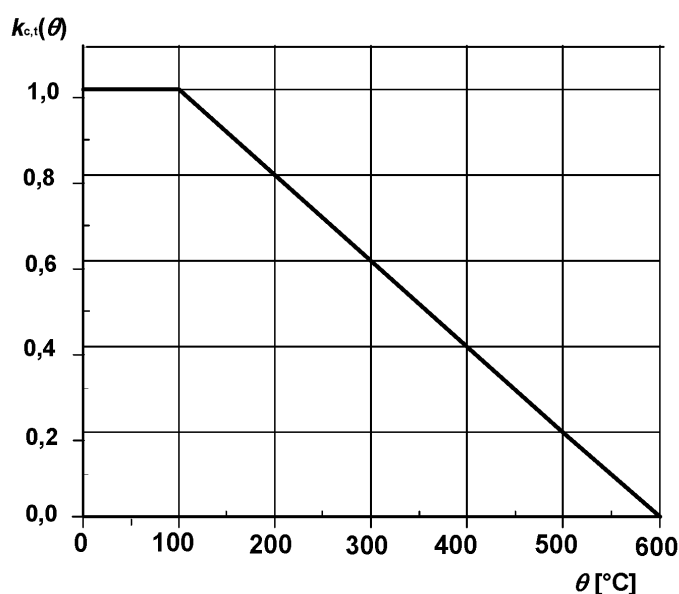


Figura A20.3.2 – Coeficiente de reducción $k_{c,t}(\theta)$ de la resistencia a tracción ($f_{ck,t}$) del hormigón a temperaturas elevadas

3.2.3 Acero para armaduras pasivas

(1) Las características de resistencia y deformación del acero para armaduras pasivas a temperaturas elevadas deben obtenerse a partir de las relaciones de tensión-deformación unitaria especificadas en la figura A20.3.3 y en la tabla A20.3.2.

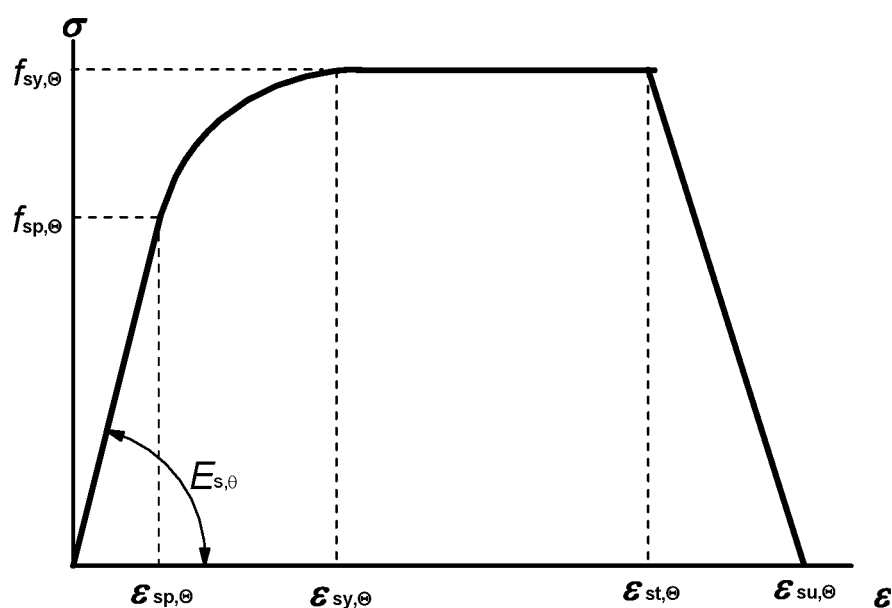
(2) Las relaciones tensión-deformación unitaria dadas en la figura A20.3.3 se definen por tres parámetros:

- la pendiente del dominio lineal elástico $E_{s,\theta}$;
- el límite de proporcionalidad $f_{sp,\theta}$;
- el nivel máximo de tensión $f_{sy,\theta}$.

(3) Los valores de los parámetros indicados en el punto (2) para acero laminado en caliente y conformado en frío para armaduras pasivas a temperaturas elevadas se dan en la tabla A20.3.2. Para valores intermedios de la temperatura se pueden hacer interpolaciones lineales.

(4) La formulación de las relaciones tensión-deformación unitaria puede también aplicarse para el acero para armaduras pasivas comprimidas.

(5) En caso de acciones térmicas, particularmente cuando se considera la rama de temperatura descendente, los valores especificados en la tabla A20.3.2 para las relaciones tensión-deformación unitaria del acero para armaduras activas especificados en la tabla A20.3.2 pueden utilizarse como una aproximación suficientemente precisa.



Rango	Tensión $\sigma(\theta)$	Módulo tangente
$\varepsilon_{sp,\theta}$	$\varepsilon E_{s,\theta}$	$E_{s,\theta}$
$\varepsilon_{sy,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{sy,\theta}$	$f_{sp,\theta} - c + (b/a)[a^2 - (\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon)^2]^{0,5}$	$\frac{b(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon)}{a\left[a^2 - (\varepsilon - \varepsilon_{sy,\theta})^2\right]^{0,5}}$
$\varepsilon_{sy,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{st,\theta}$	$f_{sy,\theta}$	0
$\varepsilon_{st,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{su,\theta}$	$f_{sy,\theta} [1-(\varepsilon - \varepsilon_{st,\theta})/(\varepsilon_{su,\theta} - \varepsilon_{st,\theta})]$	—
$\varepsilon = \varepsilon_{su,\theta}$	0,00	—
Parámetro *	$\varepsilon_{sp,\theta} = f_{sp,\theta} / E_{s,\theta} \quad \varepsilon_{sy,\theta} = 0,02 \quad \varepsilon_{st,\theta} = 0,15 \quad \varepsilon_{su,\theta} = 0,20$ Armadura pasiva de tipo T: $\varepsilon_{st,\theta} = 0,05 \quad \varepsilon_{su,\theta} = 0,10$	
Funciones	$a^2 = (\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta})(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta} + c/E_{s,\theta})$ $b^2 = c (\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta}) E_{s,\theta} + c^2$ $c = \frac{(f_{sy,\theta} - f_{sp,\theta})^2}{(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta}) E_{s,\theta} - 2(f_{sy,\theta} - f_{sp,\theta})}$	
* Los valores para los parámetros $\varepsilon_{pt,\theta}$ y $\varepsilon_{pu,\theta}$ para el acero para armaduras activas pueden tomarse de la tabla A20.3.3. La armadura pasiva de tipo T se define en la Tabla 34.3 del Código Estructural. En este caso, los aceros Tipo T tendrán que garantizar además las siguientes condiciones: Relación $f_s/f_y \geq 1,05$, $\varepsilon_{m\acute{a}x} \geq 2,5$ y las especificaciones a fatiga de la tabla 34.2.		

Figura A20.3.3 – Modelo matemático para las relaciones tensión-deformación unitaria del acero para armaduras pasivas y activas a temperaturas elevadas (el acero para armaduras activas se designa con el subíndice "p" en lugar de "s")

Tabla A20.3.2 – Valores de la clase N para los parámetros de la relación tensión-deformación unitaria de acero laminado en caliente y conformado en frío para la armadura pasiva a temperaturas elevadas

Temperatura del acero θ [°C]	$f_{sy,\theta} / f_{yk}$		$f_{sp,\theta} / f_{yk}$		$E_{s,\theta} / E_s$	
	laminado en caliente	conformado en frío	laminado en caliente	conformado en frío	laminado en caliente	conformado en frío
1	2	3	4	5	6	7
20	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
100	1,00	1,00	1,00	0,96	1,00	1,00
200	1,00	1,00	0,81	0,92	0,90	0,87
300	1,00	1,00	0,61	0,81	0,80	0,72
400	1,00	0,94	0,42	0,63	0,70	0,56
500	0,78	0,67	0,36	0,44	0,60	0,40
600	0,47	0,40	0,18	0,26	0,31	0,24
700	0,23	0,12	0,07	0,08	0,13	0,08
800	0,11	0,11	0,05	0,06	0,09	0,06
900	0,06	0,08	0,04	0,05	0,07	0,05
1000	0,04	0,05	0,02	0,03	0,04	0,03
1100	0,02	0,03	0,01	0,02	0,02	0,02
1200	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

3.2.4 Acero para armaduras activas

(1) Las propiedades de resistencia y deformación del acero para armaduras activas a temperaturas elevadas deberían obtenerse mediante el mismo modelo matemático presentado en el apartado 3.2.3 para el acero para armaduras pasivas.

(2) Los valores para los parámetros del acero conformado en frío (cables y cordones), y templado y revenido (barras) para armaduras activas a temperaturas elevadas vienen dados por $f_{py,\theta} / (\beta f_{pk})$, $f_{pp,\theta} / (\beta f_{pk})$, $E_{p,\theta} / E_p$, $\varepsilon_{pt,\theta}$ [-], $\varepsilon_{pu,\theta}$ [-]. Se adopta la clase B, siendo el valor de β igual a 0,9 (véase la tabla A20 3.3).

Tabla A20.3.3 – Valores para los parámetros de la relación tensión-deformación unitaria de acero conformado en frío (cw) (cables y cordones), y templado y revenido (q & t) (barras) para armaduras activas a temperaturas elevadas

Temperatura del acero $\theta [^{\circ}\text{C}]$	$f_{py,\theta} / (\beta f_{pk})$			$f_{pp,\theta} / (\beta f_{pk})$		$E_{p,\theta} / E_p$		$\varepsilon_{pt,\theta} [-]$	$\varepsilon_{pu,\theta} [-]$
	tipos T*	tipos S y SD	q & t	cw	q & t	cw	q & t	cw, q & t	cw, q & t
1	2a	2b	3	4	5	6	7	8	9
20	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,050	0,100
100	1,00	0,99	0,98	0,68	0,77	0,98	0,76	0,050	0,100
200	0,87	0,87	0,92	0,51	0,62	0,95	0,61	0,050	0,100
300	0,70	0,72	0,86	0,32	0,58	0,88	0,52	0,055	0,105
400	0,50	0,46	0,69	0,13	0,52	0,81	0,41	0,060	0,110
500	0,30	0,22	0,26	0,07	0,14	0,54	0,20	0,065	0,115
600	0,14	0,10	0,21	0,05	0,11	0,41	0,15	0,070	0,120
700	0,06	0,08	0,15	0,03	0,09	0,10	0,10	0,075	0,125
800	0,04	0,05	0,09	0,02	0,06	0,07	0,06	0,080	0,130
900	0,02	0,03	0,04	0,01	0,03	0,03	0,03	0,085	0,135
1000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,090	0,140
1100	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,095	0,145
1200	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,100	0,150

NOTA Para valores intermedios de la temperatura se pueden hacer interpolaciones lineales.

(*) En este caso, los aceros Tipo T tendrán que garantizar además las siguientes condiciones adicionales: Relación $f_s/f_y \geq 1,05$, $\varepsilon_{máx} \geq 2,5$ y las especificaciones a fatiga de la tabla 34.2.b

(3) Cuando se consideran acciones térmicas, particularmente cuando se considera la rama de temperatura descendente, los valores para las relaciones tensión-deformación unitaria del acero para armaduras activas especificados en el punto (2) pueden utilizarse como una aproximación suficientemente precisa.

3.3 Propiedades físicas y térmicas del hormigón con áridos silíceos y calcáreos

3.3.1 Elongación térmica

(1) La deformación térmica unitaria $\varepsilon_c(\theta)$ del hormigón puede determinarse, respecto a su longitud a 20 °C, a partir de las siguientes condiciones:

Áridos silíceos:

$$\varepsilon_c(\theta) = -1,8 \times 10^{-4} + 9 \times 10^{-6}\theta + 2,3 \times 10^{-11}\theta^3 \quad \text{para } 20^{\circ}\text{C} \leq \theta \leq 700^{\circ}\text{C}$$

$$\varepsilon_c(\theta) = 14 \times 10^{-3} \quad \text{para } 700^{\circ}\text{C} < \theta \leq 1\,200^{\circ}\text{C}$$

Áridos calcáreos:

$$\varepsilon_c(\theta) = -1,2 \times 10^{-4} + 6 \times 10^{-6}\theta + 1,4 \times 10^{-11}\theta^3 \quad \text{para } 20^{\circ}\text{C} \leq \theta \leq 805^{\circ}\text{C}$$

$$\varepsilon_c(\theta) = 12 \times 10^{-3} \quad \text{para } 805^\circ\text{C} < \theta \leq 1\,200^\circ\text{C}$$

donde θ es la temperatura del hormigón ($^\circ\text{C}$).

(2) La variación de la elongación térmica con la temperatura se ilustra en la figura A20.3.5.

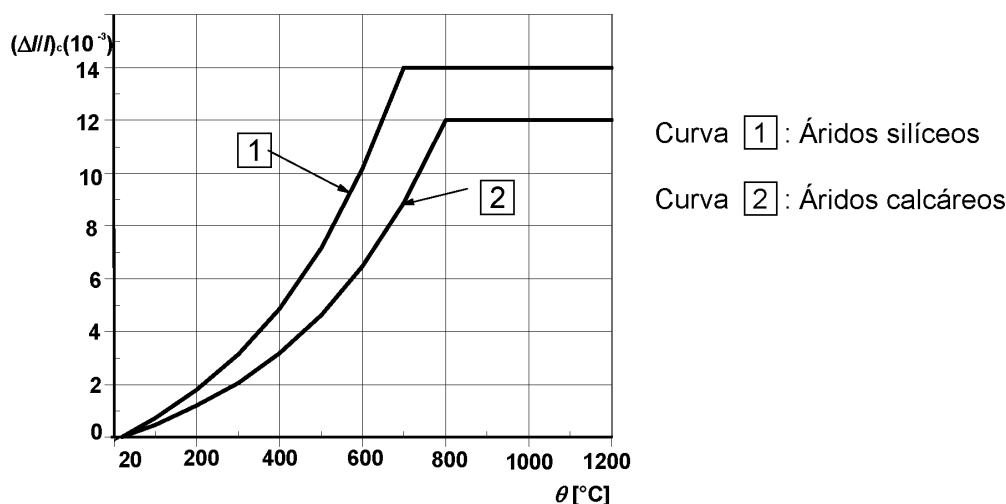


Figura A20.3.5 – Elongación térmica total del hormigón

3.3.2 Calor específico

(1) El calor específico $c_p(\theta)$ del hormigón seco ($u = 0\%$) puede determinarse a partir de las siguientes condiciones:

Áridos silíceos y calcáreos:

$$\begin{aligned} c_p(\theta) &= 900 \text{ (J/kg K)} && \text{para } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 100^\circ\text{C} \\ c_p(\theta) &= 900 + (\theta - 100) \text{ (J/kg K)} && \text{para } 100^\circ\text{C} < \theta \leq 200^\circ\text{C} \\ c_p(\theta) &= 1\,000 + (\theta - 200)/2 \text{ (J/kg K)} && \text{para } 200^\circ\text{C} < \theta \leq 400^\circ\text{C} \\ c_p(\theta) &= 1\,100 \text{ (J/kg K)} && \text{para } 400^\circ\text{C} < \theta \leq 1\,200^\circ\text{C} \end{aligned}$$

donde θ es la temperatura del hormigón ($^\circ\text{C}$). Los valores de $c_p(\theta)$ (kJ /kg $^\circ\text{K}$) se ilustran en la figura A20.3.6a.

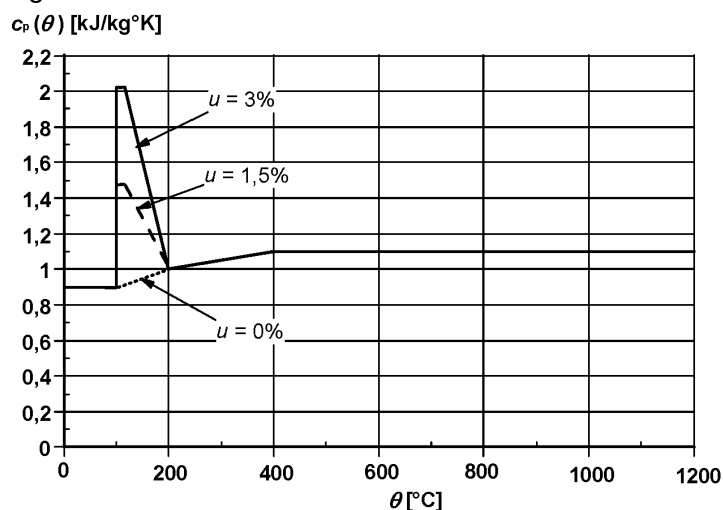
(2) En los casos en que no se considere explícitamente la humedad en el método de cálculo, la función dada para el calor específico del hormigón con áridos silíceos o calcáreos puede modelizarse mediante un valor constante, $c_{p,\text{peak}}$, situado entre los 100 $^\circ\text{C}$ y 115 $^\circ\text{C}$ con disminución lineal entre 115 $^\circ\text{C}$ y 200 $^\circ\text{C}$.

$c_{p,\text{peak}} = 900 \text{ J/kg K}$ para una humedad del 0% del peso del hormigón

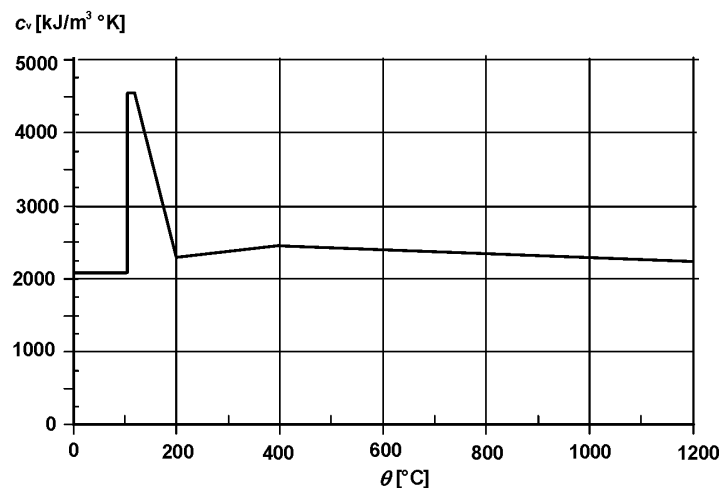
$c_{p,\text{peak}} = 1\,470 \text{ J/kg K}$ para una humedad del 1,5% del peso del hormigón

$c_{p,peak} = 2\,020 \text{ J/kg K}$ para una humedad del 3,0% del peso del hormigón

Y una relación lineal entre $(115 \text{ }^{\circ}\text{C}, c_{p,peak})$ y $(200 \text{ }^{\circ}\text{C}, 1\,000 \text{ J/kg K})$. Es aceptable interpolar linealmente para otros valores de la humedad. Los picos de calor específico se ilustran en la figura A20.3.6a.



a) Calor específico, $c_p(\theta)$, como función de la temperatura para 3 contenidos de humedad distintos, u , de 0, 1,5 y 3% en peso para hormigón silíceo



b) Calor específico volumétrico, $c_v(\theta)$ como función de la temperatura para una humedad, u , del 3% en peso y a una densidad de 2300 kg/m^3 para hormigón silíceo
Figura A20.3.6 – Calor específico y calor específico volumétrico

(3) La variación de densidad con la temperatura se ve influida por la pérdida de agua y se define del modo siguiente:

$$\rho(\theta) = \rho(20^{\circ}\text{C}) \quad \text{para } 20^{\circ}\text{C} \leq \theta \leq 115^{\circ}\text{C}$$

$$\rho(\theta) = \rho(20^{\circ}\text{C}) \cdot (1 - 0,02(\theta - 115)/85) \quad \text{para } 115^{\circ}\text{C} < \theta \leq 200^{\circ}\text{C}$$

$$\rho(\theta) = \rho(20\text{ °C}) \cdot (0,98 - 0,03(\theta - 200)/200) \quad \text{para } 200\text{ °C} < \theta \leq 400\text{ °C}$$

$$\rho(\theta) = \rho(20\text{ °C}) \cdot (0,95 - 0,07(\theta - 400)/800) \quad \text{para } 400\text{ °C} < \theta \leq 1\,200\text{ °C}$$

(4) La variación de calor específico volumétrico $c_v(\theta)$ (producto de $\rho(\theta)$ y $c_p(\theta)$) se ilustra en la figura A20.3.6b para el hormigón con una humedad del 3% en peso y una densidad de 2300 kg/m³.

3.3.3 Conductividad térmica

(1) La conductividad térmica λ_c del hormigón puede determinarse entre los valores inferior y superior, dados en el punto (2) siguiente.

NOTA 1 En la definición del valor de la conductividad térmica no se establece ningún rango dentro del intervalo definido por los límites inferior y superior.

NOTA 2 El apéndice A es compatible con el límite inferior. El resto de apartados de este Anejo son independientes de la elección de la conductividad térmica. Para el hormigón de alta resistencia, véase el apartado 6.3.

(2) El límite superior de la conductividad térmica λ_c del hormigón de peso normal puede determinarse a partir de:

$$\lambda_c = 2 - 0,2451 (\theta / 100) + 0,0107 (\theta / 100)^2 \text{ W/m K} \quad \text{para } 20\text{ °C} \leq \theta \leq 1\,200\text{ °C}$$

donde θ es la temperatura del hormigón.

El límite inferior de la conductividad térmica λ_c del hormigón de peso normal puede determinarse a partir de:

$$\lambda_c = 1,36 - 0,136 (\theta / 100) + 0,0057 (\theta / 100)^2 \text{ W/m K} \quad \text{para } 20\text{ °C} \leq \theta \leq 1\,200\text{ °C}$$

donde θ es la temperatura del hormigón.

(3) La variación del límite superior y del límite inferior de la conductividad térmica con la temperatura se ilustra en la figura A20.3.7.

3.4 Elongación térmica del acero para armaduras pasivas y activas

(1) La deformación térmica unitaria $\varepsilon_s(\theta)$ del acero puede determinarse, respecto a su longitud a 20 °C, a partir de las siguientes condiciones:

Acero para armaduras pasivas:

$$\varepsilon_s(\theta) = -2,416 \times 10^{-4} + 1,2 \times 10^{-5} \theta + 0,4 \times 10^{-8} \theta^2 \quad \text{para } 20\text{ °C} \leq \theta \leq 750\text{ °C}$$

$$\varepsilon_s(\theta) = 11 \times 10^{-3} \quad \text{para } 750\text{ °C} < \theta \leq 860\text{ °C}$$

$$\varepsilon_s(\theta) = -6,2 \times 10^{-3} + 2 \times 10^{-5} \theta \quad \text{para } 860\text{ °C} < \theta \leq 1\,200\text{ °C}$$

Acero para armaduras activas:

$$\varepsilon_p(\theta) = -2,016 \times 10^{-4} + 10^{-5} \theta + 0,4 \times 10^{-8} \theta^2 \quad \text{para } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1\,200^\circ\text{C}$$

donde θ es la temperatura del acero ($^\circ\text{C}$)

(2) La variación de la elongación térmica con la temperatura se ilustra en la figura A20.3.8.

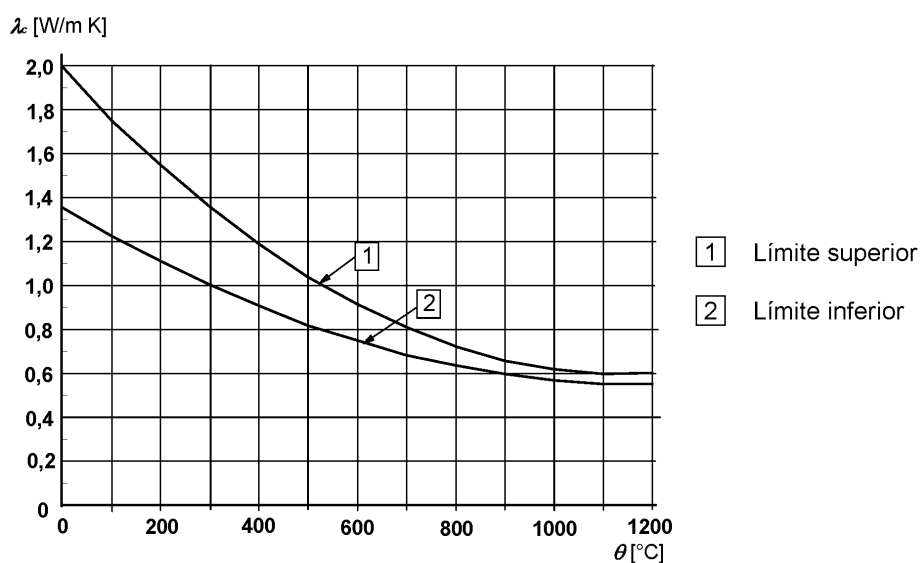


Figura A20.3.7 – Conductividad térmica del hormigón

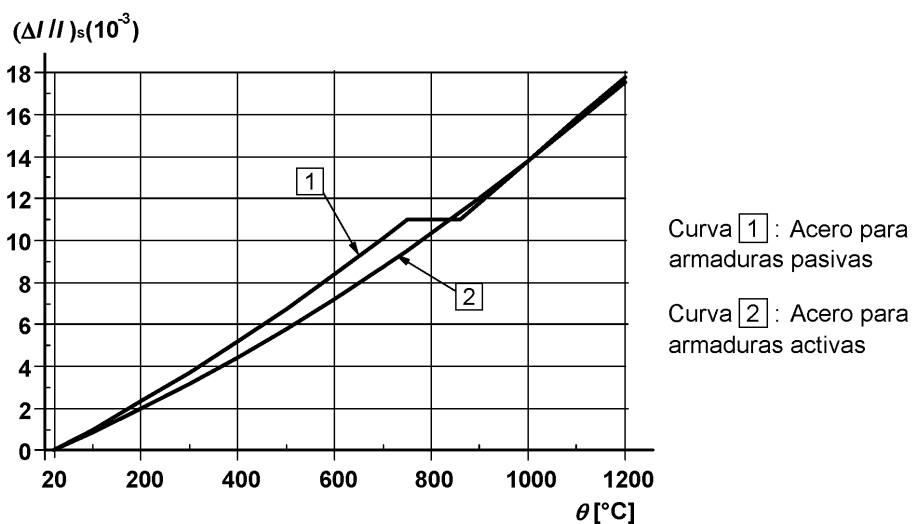


Figura A20.3.8 – Elongación térmica total del acero

4. Procedimientos de cálculo

4.1 Generalidades

(1) Se permiten los siguientes métodos de cálculo con el fin de satisfacer el punto (2) del apartado 2.4.1:

- detalles constructivos de acuerdo con soluciones de cálculo reconocidas (datos tabulados o ensayos), véase el apartado 5;
- métodos de cálculo simplificados para tipos específicos de elementos, véase el apartado 4.2;
- métodos de cálculo avanzados para simular el comportamiento de los elementos estructurales, de partes de la estructura o de toda la estructura, véase el apartado 4.3.

NOTA 1 Cuando se utilizan métodos de cálculo, se hace referencia al apartado 4.6 para la función de integridad (E).

NOTA 2 Para la función de aislamiento (I) la temperatura ambiente se supone normalmente 20 °C.

(2) Se debe evitar el desconchado con unas medidas adecuadas o considerar su influencia en los requisitos de prestaciones (R y/o EI), véase el punto (3) del apartado 4.5.

(3) Debería evitarse un fallo repentino causado por una elongación excesiva del acero producida por el calentamiento de elementos pretensados con armaduras activas (tendones) no adherentes.

4.2 Método de cálculo simplificado

4.2.1 Generalidades

(1) Pueden utilizarse métodos de cálculo simplificados para determinar la capacidad portante máxima de una sección transversal calentada y para comparar la capacidad con la combinación de acciones correspondiente, véase el apartado 2.4.2.

NOTA 1 El apéndice B proporciona dos métodos alternativos, B.1 "Método de la isoterma 500 °C" y B.2 "Método de zona" para calcular la resistencia a los momentos flectores y fuerzas axiales. En ambos modelos se pueden incluir efectos de segundo orden. Los dos métodos son aplicables a estructuras sometidas a la exposición a un fuego normalizado. El método B.1 puede utilizarse junto con fuegos normalizados y paramétricos. Se recomienda el método B.2 para su uso con secciones pequeñas y pilares esbeltos, pero sólo es válido para fuegos normalizados.

NOTA 2 El apéndice C proporciona un método de zona para analizar secciones de pilares con efectos de segundo orden significativos.

(2) Para el esfuerzo cortante, la torsión y el anclaje de la armadura, véase el apartado 4.4.

NOTA El apéndice D proporciona un método de cálculo simplificado para el esfuerzo cortante, la torsión y el anclaje de la armadura.

(3) Pueden utilizarse métodos simplificados para el dimensionamiento de vigas y losas cargadas, predominantemente, de modo uniforme y donde el cálculo a temperatura ambiente se basa en un análisis lineal.

NOTA El apéndice E proporciona un método de cálculo simplificado para el dimensionamiento de vigas y losas.

4.2.2 Perfiles de temperatura

(1) Las temperaturas en una estructura de hormigón expuesta al fuego pueden determinarse partiendo de ensayos o cálculos.

NOTA Los perfiles de temperatura dados en el apéndice A pueden utilizarse para determinar las temperaturas en las secciones transversales con áridos silíceos expuestos a un fuego normalizado hasta el momento de temperatura máxima del gas. Los perfiles son conservadores para la mayor parte del resto de áridos.

4.2.3 Sección transversal reducida

(1) Pueden utilizarse métodos simplificados utilizando una sección transversal reducida.

NOTA El apéndice B proporciona dos métodos utilizando una sección transversal reducida.

- El método descrito en el apartado B.1 se basa en la hipótesis de que el hormigón, a una temperatura mayor de 500 °C, se desprecia en el cálculo de la capacidad portante mientras que se supone que el hormigón, a una temperatura mayor de 500 °C, retiene toda su resistencia. Este método es aplicable a una sección de hormigón armado y pretensado respecto a carga axil, momento flector y sus combinaciones.
- El método descrito en el apartado B.2 se basa en el principio de que la sección transversal se reduce ignorando una zona no eficaz de las superficies expuestas al fuego. El cálculo debería seguir un procedimiento específico. El método es aplicable a una sección de hormigón armado y pretensado con respecto a carga axil, momento flector y sus combinaciones.

4.2.4 Reducción de la resistencia

4.2.4.1 Generalidades

(1) En este apartado se dan los valores para la reducción de la resistencia característica a compresión del hormigón, y de la resistencia característica de acero para armaduras pasivas y activas. Dichos valores pueden utilizarse con los métodos simplificados de cálculo de secciones transversales descritos en el apartado 4.2.3.

(2) Los valores de reducción de la resistencia dados en los apartados 4.2.4.2 y 4.2.4.3 siguientes sólo deberían aplicarse velocidades de calentamiento similares a las que aparecen en la exposición al fuego normalizado hasta el momento de temperatura

máxima del gas.

(3) Pueden aplicarse formulaciones alternativas de las leyes materiales, siempre que las soluciones estén en el rango de evidencia experimental.

4.2.4.2 Hormigón

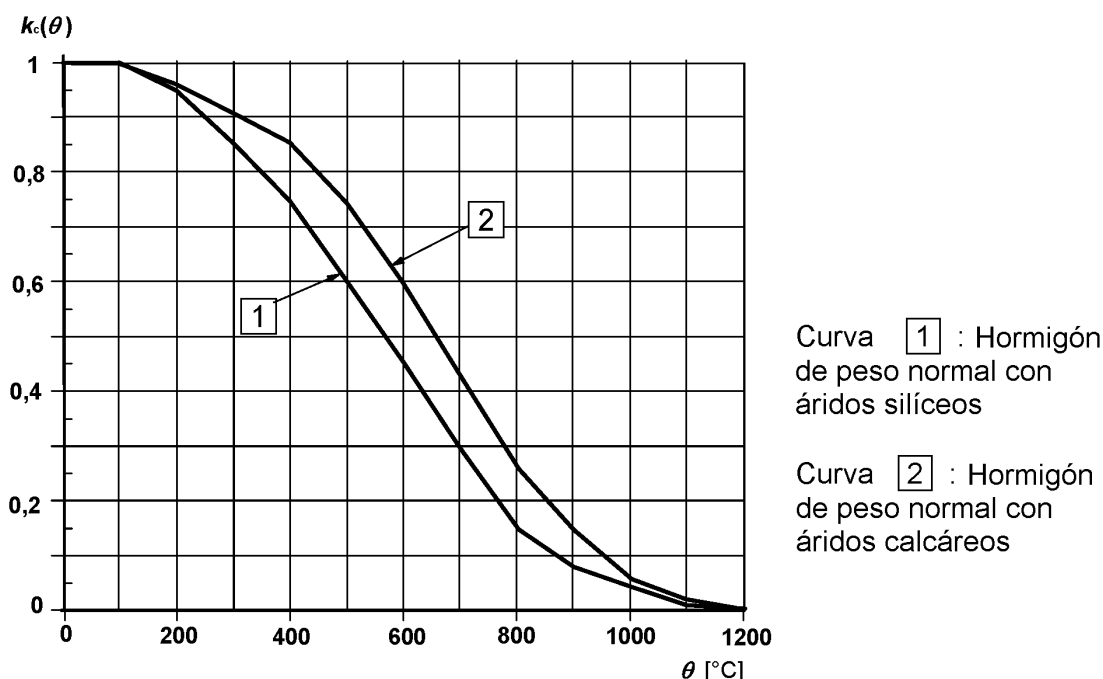


Figura A20.4.1 – Coeficiente $k_c(\theta)$ que permite la reducción de la resistencia característica (f_{ck}) del hormigón

(1) La reducción de la resistencia característica a compresión del hormigón como función de la temperatura θ puede utilizarse como se da en la columna 2 de la tabla A20.3.1 para áridos silíceos, y en la columna 5 para áridos calcáreos (véase la figura A20.4.1).

4.2.4.3 Acero

(1) En el caso de la armadura pasiva de tracción, la reducción de la tensión característica del acero para armaduras pasivas se indica en la tabla A20.3.2a en función de la temperatura θ . Para la armadura de tracción en vigas y losas en las que $\varepsilon_{s,fi} \geq 2\%$, se puede reducir la resistencia de una armadura de clase N como se indica en la columna 2 de la tabla A20.3.2.1 para el acero para armaduras pasivas laminado en caliente, y como se indica en la columna 3 para el acero para armaduras pasivas conformado en frío (véanse las curvas 1 y 2 de la figura A20.4.2).

En el caso de la armadura pasiva de compresión en pilares o zonas comprimidas de vigas y losas se debería utilizar, para la armadura de clase N, el coeficiente de reducción al del límite elástico al 0,2%, como se especifica a continuación. Esta reducción de la resistencia también se aplica a la armadura de tracción si $\varepsilon_{s,fi} < 2\%$, cuando se utilizan métodos de cálculo simplificados de la sección transversal (véase la

curva 3 de la figura A20.4.2):

$$\begin{aligned}
 k_s(\theta) &= 1,0 && \text{para } 20\text{ }^{\circ}\text{C} \leq \theta \leq 100\text{ }^{\circ}\text{C} \\
 k_s(\theta) &= 0,7 - 0,3(\theta - 400)/300 && \text{para } 100\text{ }^{\circ}\text{C} < \theta \leq 400\text{ }^{\circ}\text{C} \\
 k_s(\theta) &= 0,57 - 0,13(\theta - 500)/100 && \text{para } 400\text{ }^{\circ}\text{C} < \theta \leq 500\text{ }^{\circ}\text{C} \\
 k_s(\theta) &= 0,1 - 0,47(\theta - 700)/200 && \text{para } 500\text{ }^{\circ}\text{C} < \theta \leq 700\text{ }^{\circ}\text{C} \\
 k_s(\theta) &= 0,1(1200 - \theta)/500 && \text{para } 700\text{ }^{\circ}\text{C} < \theta \leq 1200\text{ }^{\circ}\text{C}
 \end{aligned}$$

(2) La reducción de la resistencia característica en función de la temperatura, θ , de un acero para armaduras activas debería ser conforme con el punto (2) del apartado 3.2.4. Los valores para el acero conformado en frío pueden tomarse de las columnas 2a o 2b de la tabla A20.3.3 y, para el acero revenido y templado, de la columna 3 (véase la figura A20.4.3).

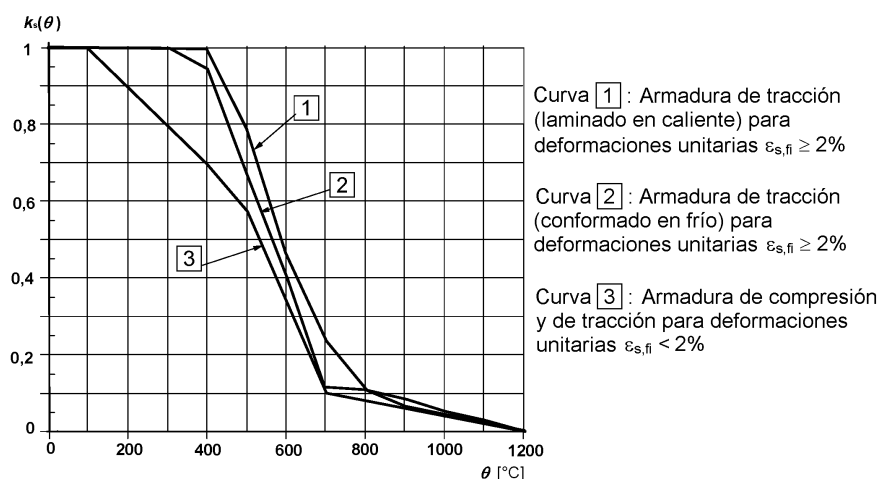


Figura A20.4.2 – Coeficiente de reducción $k_s(\theta)$ de la resistencia característica (f_{yk}) de una armadura pasiva de tracción y de compresión (clase N)

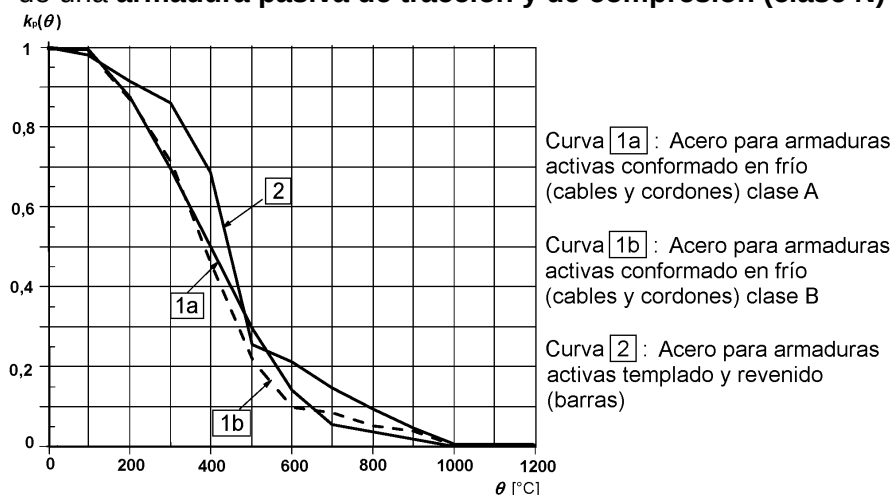


Figura A20.4.3 – Coeficiente de reducción $k_p(\theta)$ de la resistencia característica ($\beta_{f_{pk}}$) del acero para armaduras activas

4.3 Métodos de cálculo avanzados

4.3.1 Generalidades

(1) Los modelos de cálculo avanzados deben proporcionar un análisis realista de las estructuras expuestas al fuego. Se deben basar en un comportamiento físico fundamental de manera que conduzca a una aproximación fiable del comportamiento previsto del elemento estructural pertinente en la situación de incendio.

(2) Cualquier fallo potencial no cubierto por el modelo avanzado de cálculo (incluyendo la capacidad de rotación insuficiente, el desconchado, el pandeo local de la armadura pasiva comprimida, el fallo a cortante y de adherencia, o los daños a los dispositivos de anclaje) deben prevenirse mediante medios apropiados.

(3) Los métodos de cálculo avanzados deberían incluir modelos de cálculo para la determinación de:

- el desarrollo y distribución de la temperatura dentro de los elementos estructurales (modelo de respuesta térmica);
- el comportamiento mecánico de la estructura o de cualquier parte de ella (modelo de respuesta mecánica).

(4) Los métodos de cálculo avanzados pueden utilizarse asociados a cualquier curva de calentamiento, siempre que se conozcan las características de los materiales para el rango de temperaturas y la velocidad de calentamiento correspondientes.

(5) Pueden utilizarse métodos de cálculo avanzado con cualquier tipo de la sección transversal.

4.3.2 Respuesta térmica

(1) Los métodos de cálculo avanzados para la respuesta térmica se deben basar en los principios e hipótesis conocidos de la teoría de transferencia de calor.

(2) El modelo de respuesta térmica debe considerar:

a) las acciones térmicas pertinentes, especificadas en la reglamentación específica vigente;

b) la variación de las propiedades térmicas de los materiales.

(3) La influencia de la humedad y de cualquier migración de la humedad dentro del hormigón o de las capas de protección, si existen, se pueden despreciar quedando del lado de la seguridad.

(4) El perfil de temperatura en un elemento de hormigón armado puede evaluarse despreciando la armadura pasiva.

(5) Los efectos de una exposición térmica no uniforme y de la transferencia de calor los

componentes de un edificio adyacente pueden incluirse donde proceda.

4.3.3 Respuesta mecánica

(1) Los métodos de cálculo avanzados para la respuesta mecánica deben basarse en principios e hipótesis conocidos de la teoría de la mecánica estructural, teniendo en cuenta los cambios en las propiedades mecánicas con la temperatura.

(2) Los efectos de las tensiones y las deformaciones unitarias producidas por el aumento de la temperatura y los gradientes de temperatura se deben considerar.

(3) Las deformaciones en el estado de límite último, resultantes del modelo de cálculo, se deben limitar según sea necesario para asegurar que se mantiene la compatibilidad entre todas las partes de la estructura.

(4) La respuesta mecánica del modelo debe considerar también, cuando proceda, los efectos geométricos no lineales.

(5) La deformación unitaria total ε puede tomarse como:

$$\varepsilon = \varepsilon_{th} + \varepsilon_s + \varepsilon_{fluencia} + \varepsilon_{tr} \quad (4.15)$$

donde

ε_{th} es la deformación térmica unitaria;

ε_s es la deformación unitaria instantánea dependiente de tensión;

$\varepsilon_{fluencia}$ es la deformación unitaria por fluencia; y

ε_{tr} es la deformación unitaria transitoria.

(6) La capacidad portante de los elementos individuales, partes de la estructura o estructuras completas expuestas al fuego puede evaluarse mediante métodos de análisis plástico (véase el apartado 5 del Anejo 19 del Código Estructural).

(7) La capacidad de rotación plástica de secciones de hormigón armado debería estimarse teniendo en cuenta las deformaciones unitarias últimas aumentadas ε_{cu} y ε_{su} en caliente. ε_{cu} también se verá afectada por la armadura de confinamiento dispuesta.

(8) La zona comprimida de una sección, especialmente si está directamente expuesta al fuego (por ejemplo momentos negativos en vigas continuas), se debería comprobar, y los detalles constructivos se deberían realizar, prestando una particular atención al desconchado o desprendimiento del recubrimiento del hormigón.

(9) En el análisis por elementos aislados o por partes de la estructura, se deberían comprobar las condiciones de borde y se deberían realizar los detalles constructivos con el fin de evitar el fallo debido a la pérdida del apoyo adecuado para los elementos.

4.3.4 Validación de los métodos de cálculo avanzados

- (1) Debe comprobarse la precisión de los métodos de cálculo en función de los resultados de los ensayos relevantes.
- (2) Los resultados del cálculo pueden referirse a temperaturas, deformaciones y tiempos de resistencia al fuego.
- (3) Se deben comprobar los parámetros críticos para asegurar que el modelo cumple con principios de ingeniería reconocidos, por medio de un análisis de sensibilidad.
- (4) Los parámetros críticos pueden referirse, por ejemplo, a la longitud de pandeo, al tamaño de los elementos y al nivel de carga.

4.4 Cortante, torsión y anclaje

- (1) No se requieren comprobaciones adicionales de cortante, la torsión y el anclaje si se cumplen las dimensiones mínimas dadas como datos tabulados.
- (2) Pueden utilizarse métodos de cálculo para el cortante, la torsión y el anclaje si están apoyados por información de ensayos.

NOTA El apéndice D proporciona métodos de cálculo simplificados para cortante, torsión y anclaje.

4.5 Desconchado

4.5.1 Desconchado explosivo

- (1) Se debe evitar el desconchado explosivo o se debe considerar su influencia sobre los requisitos de prestaciones (R y/o EI).
- (2) Es poco probable que se produzca el desconchado explosivo cuando la humedad del hormigón es menor de k % en peso. Para contenidos mayores de k % se debería realizar una evaluación más precisa de la humedad, el tipo de áridos, la permeabilidad del hormigón y su velocidad de calentamiento. Se adopta el valor de $k=3\%$.
- (3) Puede suponerse que si los elementos se dimensionan para la clase de exposición X0 y XC1 (véase el Anejo 19 del Código Estructural), la humedad de dicho elemento es menor de $k\%$ en peso, donde $2,5 \leq k \leq 3,0$.
- (4) Si se utilizan datos tabulados no se requiere una comprobación adicional para un hormigón de peso normal. El punto (2) del apartado 4.5.2 es aplicable cuando el recubrimiento mecánico, a , es mayor o igual que 70 mm.
- (5) Si la humedad del hormigón en vigas, losas y elementos traccionados es superior a $k\%$ en peso, puede evaluarse la influencia del desconchado explosivo en la capacidad portante R suponiendo una pérdida local de recubrimiento para una barra o grupo de barras de la armadura pasiva en la sección transversal, y comprobando luego la capacidad portante *reducida* de la sección. Para esta comprobación, puede suponerse que la temperatura de las otras barras de la armadura es la de una sección sin

desconchar. No se requiere esta comprobación para ningún elemento estructural para el que se haya comprobado experimentalmente un comportamiento correcto respecto al desconchado explosivo, o para el que se aplique una protección complementaria, que compruebe mediante ensayos.

NOTA: Cuando el número de barras es lo suficientemente grande, puede suponerse que es posible una redistribución de tensión aceptable sin pérdida de la estabilidad (R). Esto incluye:

- losas macizas con barras distribuidas uniformemente;
- vigas con una anchura mayor de 400 mm y que contengan más de 8 barras en la zona de tracción.

4.5.2 Desprendimiento del hormigón

(1) Debe evitarse el desprendimiento del hormigón en esta última etapa de la exposición al fuego, o se debe considerar su influencia sobre los requisitos prestaciones (R y/o EI).

(2) En los casos en los que el recubrimiento mecánico es mayor o igual que 70 mm y no se hayan realizado ensayos que demuestren que no se producen desprendimientos, debería disponerse una armadura de piel. La malla de la armadura de piel debería tener una separación no mayor de 100 mm, y un diámetro no menor de 4 mm.

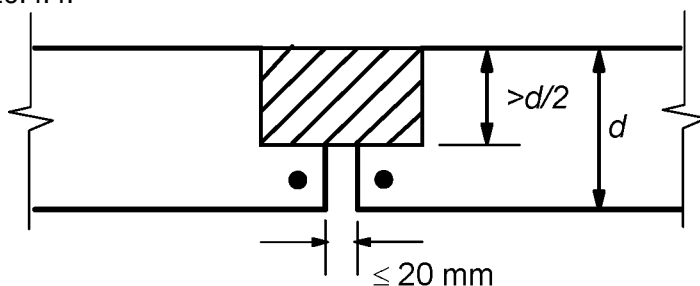
4.6 Uniones

(1) El diseño de las uniones se debe basar en una evaluación general del comportamiento estructural en caso de incendio.

(2) Las uniones se deben detallar de manera que cumplan con los criterios R y EI requeridos para los elementos estructurales conectados y asegurar una estabilidad suficiente de la estructura completa.

(3) Los componentes de la unión del acero estructural deberían dimensionarse para la resistencia al fuego de acuerdo el Anejo 23 del Código Estructural .

(4) En referencia al criterio I, la anchura de las holguras en las uniones no debería superar el límite de 20 mm y no debería ser más profunda que la mitad del espesor mínimo d (véase el apartado 5) del componente real de separación, véase la figura A20.4.4.



NOTA No es necesario considerar las barras en las zonas de esquina cercanas a la separación como barras de esquina para los datos tabulados.

Figura A20.4.4 – Dimensiones de la separación en las uniones

Para separaciones con mayor profundidad y en las que, si es necesario, se añade un producto de sellado, la resistencia al fuego debería documentarse en base a un procedimiento de ensayo adecuado.

4.7 Capas de protección

- (1) La resistencia al fuego requerida también puede obtenerse mediante la aplicación de capas de protección.
- (2) Las propiedades y las prestaciones del material para capas de protección deberían evaluarse utilizando procedimientos de ensayo adecuados.

5 Datos tabulados

5.1 Objeto y campo de aplicación

(1) Este apartado proporciona soluciones de cálculo reconocidas para una exposición al fuego normalizado de hasta 240 min (véase el apartado 4.1). Las reglas hacen referencia al análisis por elementos aislados de acuerdo con el apartado 2.4.2.

NOTA Las tablas se han desarrollado sobre una base empírica confirmada mediante la experiencia y la evaluación teórica de ensayos. Los datos se derivan de supuestos conservadores para los elementos estructurales más comunes, y son válidos para el intervalo completo de la conductividad térmica del apartado 3.3. Pueden encontrarse datos tabulados más específicos en las normas de producto para algunos tipos particulares de productos de hormigón o bien desarrollarse en base al método de cálculo de acuerdo con los apartados 4.2, 4.3 y 4.4.

(2) Los valores dados en las tablas son aplicables al hormigón de peso normal (2000 kg/m³ a 2600 kg/m³) fabricado con áridos silíceos.

Si se utilizan áridos calcáreos o áridos ligeros en vigas o losas, la dimensión mínima de la sección transversal puede reducirse en un 10%.

(3) No es preciso realizar, si se utilizan datos tabulados, comprobaciones adicionales relativas a la capacidad a cortante y torsión, ni los detalles constructivos de los anclajes (véase el apartado 4.4).

(4) No es preciso realizar, si se utilizan datos tabulados, comprobaciones adicionales relativas al desconchado, excepto para la armadura de piel (véase el punto (4) del apartado 4.5.1).

5.2 Reglas generales de cálculo

(1) Los requisitos para la función separadora (criterios E e I) (véase el apartado 2.1.2) pueden considerarse satisfechos en los casos en que el espesor mínimo de muros o losas sea conforme con la tabla A20.5.3. Para las uniones debería consultarse el apartado 4.6.

(2) Para la función portante (criterio R), los requisitos mínimos relativos a las dimensiones de la sección y los recubrimientos mecánicos en las tablas se obtienen de:

$$E_{d,fi} / R_{d,fi} \leq 1,0 \quad (5.1)$$

donde

$E_{d,fi}$ es el valor de cálculo del efecto de acciones en la situación de incendio;

$R_{d,fi}$ es el valor de cálculo la capacidad portante (resistencia) en la situación de incendio.

(3) Los datos tabulados de este apartado se basan en un nivel de carga de referencia $\eta_{fi} = 0,7$, a menos que se especifique otra cosa en los apartados correspondientes.

(4) Para asegurar el recubrimiento mecánico requerido en zonas de tracción de vigas y losas simplemente apoyadas, las tablas A20.5.5 y A20.5.6, y la columna 3 de la tabla A20.5.8 (unidireccional), se basan en una temperatura crítica del acero de $\theta_{cr} = 500$ °C. Esta hipótesis corresponde aproximadamente a $E_{d,fi} = 0,7E_d$ y $\gamma_s = 1,15$ (nivel de tensión $\sigma_{s,fi}/f_{yk} = 0,60$, véase la expresión (5.2)) donde E_d designa el valor de cálculo del efecto de las acciones de acuerdo con el Anejo19 del Código Estructural.

(5) Para los tendones de la armadura activa, la temperatura crítica para las barras se supone de 400 °C y para cables y cordones, de 350 °C. Esta hipótesis corresponde aproximadamente a $E_{d,fi} = 0,7 E_d$, $f_{p0,1k}/f_{pk} = 0,9$ y $\gamma_s = 1,15$ (nivel de tensión $\sigma_{s,fi}/f_{p0,1k} = 0,55$). En elementos traccionados pretensados, las vigas pretensadas y las losas pretensadas, si no se realiza una comprobación específica de acuerdo con el punto (7) el recubrimiento mecánico a debería incrementarse en:

10 mm para las barras de la armadura activa, correspondiente a $\theta_{cr} = 400$ °C;

15 mm para cables y cordones de la armadura activa, correspondiente a $\theta_{cr} = 350$ °C.

(6) La reducción de la resistencia característica del acero para armaduras pasivas y activas como función de la temperatura θ para su uso con las tablas de este apartado se muestra mediante las curvas de referencia de la figura A20.5.1.

Figura A20.5.1 – Curvas de referencia para la temperatura crítica del acero para armaduras pasivas y activas θ_{cr} correspondiente al coeficiente de reducción $k_s(\theta_{cr}) = \sigma_{s,fi}/f_{yk}(20$ °C) o $k_p(\theta_{cr}) = \sigma_{p,fi}/f_{pk}(20$ °C)

Estas curvas se obtienen del modo siguiente:

i) acero para armaduras pasivas (laminado en caliente o conformado en frío: Artículo 34)

$$\begin{aligned} k_s(\theta) &= 1,0 && \text{para } 20 \text{ °C} \leq \theta \leq 350 \text{ °C} \\ k_s(\theta) &= 1,0 - 0,4 \cdot (\theta - 350)/150 && \text{para } 350 \text{ °C} < \theta \leq 500 \text{ °C} \\ k_s(\theta) &= 0,61 - 0,5 \cdot (\theta - 500)/200 && \text{para } 500 \text{ °C} < \theta \leq 700 \text{ °C} \\ k_s(\theta) &= 0,1 - 0,1 \cdot (\theta - 700)/500 && \text{para } 700 \text{ °C} < \theta \leq 1\,200 \text{ °C} \end{aligned}$$

ii) acero para armaduras activas (barras: Artículo 36)

$$\begin{aligned} k_p(\theta) &= 1,0 && \text{para } 20 \text{ °C} \leq \theta \leq 200 \text{ °C} \\ k_p(\theta) &= 1,0 - 0,45 \cdot (\theta - 200)/200 && \text{para } 200 \text{ °C} < \theta \leq 400 \text{ °C} \\ k_p(\theta) &= 0,55 - 0,45 \cdot (\theta - 400)/150 && \text{para } 400 \text{ °C} < \theta \leq 550 \text{ °C} \end{aligned}$$

$$k_p(\theta) = 0,1 - 0,1 \cdot (\theta - 550)/650 \quad \text{para } 550 \text{ }^{\circ}\text{C} < \theta \leq 1\,200 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

iii) acero para armaduras activas (cables y cordones: Artículo 36)

$$k_p(\theta) = 1,0 \quad \text{para } 20 \text{ }^{\circ}\text{C} \leq \theta \leq 100 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$k_p(\theta) = 1,0 - 0,45 \cdot (\theta - 100)/250 \quad \text{para } 100 \text{ }^{\circ}\text{C} < \theta \leq 350 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$k_p(\theta) = 0,55 - 0,45 \cdot (\theta - 350)/200 \quad \text{para } 350 \text{ }^{\circ}\text{C} < \theta \leq 550 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$k_p(\theta) = 0,1 - 0,1 \cdot (\theta - 550)/650 \quad \text{para } 550 \text{ }^{\circ}\text{C} < \theta \leq 1\,200 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

(7) Para elementos traccionados y elementos simplemente apoyados sometidos a flexión (excepto aquellos con armaduras activas no adherentes), en los que la temperatura crítica no es 500 °C, el recubrimiento mecánico dado en las tablas A20.5.5, A20.5.6 y A20.5.9 puede modificarse de la siguiente manera:

a) se evalúa la tensión del acero $\sigma_{s,fi}$ para las acciones en situación de incendio ($E_{d,fi}$), utilizando la expresión (5.2).

$$\sigma_{s,fi} = \frac{E_{d,fi}}{E_d} \times \frac{f_{yk}(20^{\circ}\text{C})}{\gamma_s} \times \frac{A_{s,req}}{A_{s,prov}} \quad (5.2)$$

donde

γ_s es el coeficiente parcial de seguridad para el acero para armaduras pasivas (véase el apartado 2 del Anejo 19 del Código Estructural);

$A_{s,req}$ es el área de armadura pasiva requerida para el estado límite último de acuerdo con el Anejo 19 del Código Estructural ;

$A_{s,prov}$ es el área de armadura pasiva dispuesta;

$E_{d,fi}/E_d$ puede valorarse utilizando el apartado 2.4.2.

b) se evalúa la temperatura crítica de la armadura, θ_{cr} , correspondiente al coeficiente de reducción $k_s(\theta_{cr}) = \sigma_{s,fi}/f_{yk}(20^{\circ}\text{C})$ utilizando la figura A20.5.1 (curva de referencia 1) para la armadura pasiva $k_p(\theta_{cr}) = \sigma_{p,fi}/f_{pk}(20^{\circ}\text{C})$ utilizando la figura A20.5.1 (curva de referencia 2 o 3) para la armadura activa;

c) se ajusta el recubrimiento mínimo dado en las tablas para la nueva temperatura crítica, θ_{cr} , utilizando la ecuación (5.3) aproximada, donde Δa es la variación de dicho recubrimiento en milímetros:

$$\Delta a = 0,1(500 - \theta_{cr}) \text{ (mm)} \quad (5.3)$$

(8) La aproximación anterior es válida para el rango $350 \text{ }^{\circ}\text{C} < \theta_{cr} < 700 \text{ }^{\circ}\text{C}$ y únicamente para la modificación del recubrimiento mínimo dado en las tablas. Para temperaturas fuera este rango, y para obtener resultados más precisos, deberían utilizarse perfiles de

temperatura. Para el acero para armaduras activas puede aplicarse la expresión (5.2) de modo análogo.

(9) Para las armaduras activas no adherentes, sólo deberían utilizarse temperaturas críticas mayores de 350°C cuando se determinen los efectos de las deflexiones mediante métodos más precisos, véase el punto (3) del apartado 4.1.

(10) Para elementos o vigas en tracción en las que el dimensionamiento requiera un θ_{cr} inferior a 400 °C, las dimensiones de la sección transversal deberían aumentarse incrementando la anchura mínima del elemento en tracción o de la zona traccionada de la viga de acuerdo con la expresión (5.4).

$$b_{mod} \geq b_{min} + 0,8(400 - \theta_{cr}) \text{ (mm)} \quad (5.4)$$

donde b_{min} es la dimensión mínima b dada en las tablas, correspondiente a la resistencia al fuego normalizada requerida.

Una alternativa al aumento de la anchura de acuerdo con la expresión (5.4) puede ser ajustar el recubrimiento mecánico de la armadura con el fin de obtener la temperatura requerida para la tensión real. Esto requiere utilizar un método más preciso, tal como el dado en el apéndice A.

(11) Los valores dados en las tablas proporcionan las dimensiones mínimas para la resistencia al fuego, además de las reglas de detalles constructivos requeridas por el Anejo 19 del Código Estructural. Algunos valores del recubrimiento mecánico utilizados en las tablas son menores que los requeridos por el Anejo 19, y deberían tenerse en cuenta únicamente para la interpolación.

(12) Puede realizarse una interpolación lineal entre los valores dados en las tablas.

(13) Los símbolos utilizados en las tablas se definen en la figura A20.5.2.

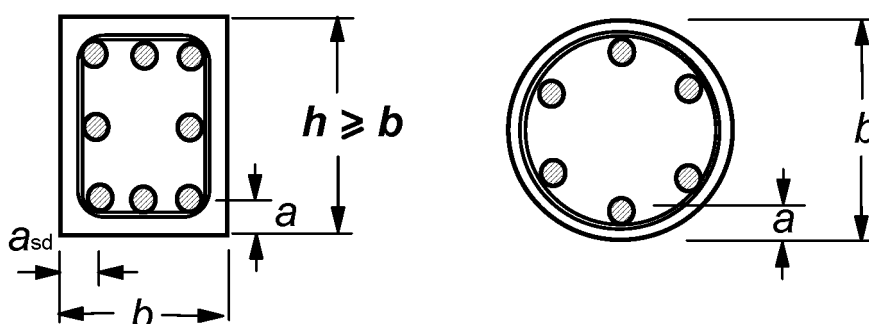


Figura A20.5.2 – Secciones transversales de elementos estructurales que muestran el recubrimiento mecánico nominal a

(14) Los recubrimientos mecánicos, a , de una barra, cable o tendón de acero son valores nominales. No es necesario añadir una tolerancia.

(15) Cuando la armadura se dispone en varias capas como se muestra en la figura

A20.5.3, y cuando consta de acero para armaduras pasivas o activas con la misma resistencia característica f_{yk} y f_{pk} respectivamente, el recubrimiento mecánico medio a_m no debería ser menor que el recubrimiento mecánico a dado en las tablas. El recubrimiento mecánico medio de la armadura puede determinarse mediante la expresión (5.5).

$$a_m = \frac{A_{s1}a_1 + A_{s2}a_2 + \dots + A_{sn}a_n}{A_{s1} + A_{s2} + \dots + A_{sn}} = \frac{\sum A_{si}a_i}{\sum A_{si}} \quad (5.5)$$

donde

A_{si} es el área de la sección transversal de la barra de acero (tendón, cable) "i";

a_i es el recubrimiento mecánico de la barra de acero (tendón, cable) "i" desde la superficie expuesta más cercana.

Cuando la armadura consta de aceros con distinta resistencia característica, A_{si} debería sustituirse por $A_{si} f_{yki}$ (o $A_{si} f_{pki}$) en la expresión (5.5).

(16) En los casos en que se utilizan simultáneamente aceros para armaduras pasivas y activas (por ejemplo en un elemento parcialmente pretensado), los recubrimientos mecánicos de las armaduras pasivas y activas deberían determinarse por separado.

NOTA Se recomienda el uso de gráficos de temperatura y de métodos de cálculo simplificados.

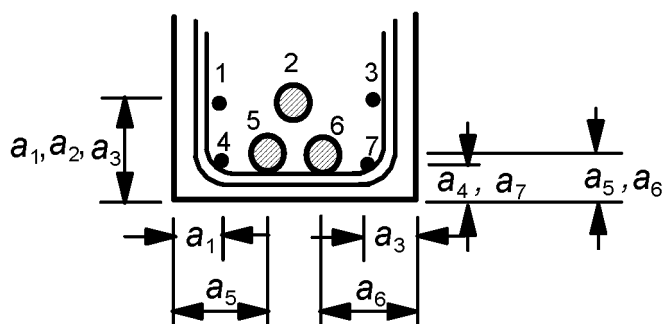


Figura A20.5.3 – Dimensiones utilizadas para calcular el recubrimiento mecánico medio a_m

(17) El recubrimiento mecánico mínimo para cualquier barra individual no debería ser menor que el requerido para R 30, para barras en una única capa, o la mitad del recubrimiento mecánico medio para barras en múltiples capas (véase la expresión (5.5)).

5.3 Pilares

5.3.1 Generalidades

(1) Para la evaluación de la resistencia al fuego de los pilares se proporcionan dos

métodos, el Método A y el Método B.

5.3.2 Método A

(1) La resistencia al fuego de los pilares de hormigón armado y pretensado, sometidos principalmente a compresión en estructuras arriostradas, puede considerarse adecuada si se aplican los valores en la tabla A20.5.2a, junto con las siguientes reglas.

(2) La validez de los valores mínimos de la anchura del pilar $b_{\min}$; y el recubrimiento mecánico a de la armadura pasiva longitudinal dado en la tabla A20.5.2a se limitan del modo siguiente:

- longitud eficaz del pilar (para una definición, véase el apartado 5 del Anejo 19 del Código Estructural en la situación de incendio: $l_{0,fi} \leq 3 \text{ m}$;
- excentricidad de primer orden en la situación de incendio: $e = M_{0Ed,fi} / N_{0Ed,fi} \leq e_{\max.}$; El valor de $e_{\max.}$ es $0,15h$ (o b).
- cuantía de armadura: $A_s < 0,04 A_c$.

NOTA 2 La longitud eficaz de un pilar en la situación de incendio $l_{0,fi}$ puede suponerse igual a l_0 a temperatura ambiente en todos los casos. Para estructuras arriostradas de edificios donde la exposición requerida al fuego normalizado mayor de 30 min, la longitud eficaz $l_{0,fi}$ puede tomarse como $0,5 l$ para forjados intermedios y como $0,5 \leq l_{0,fi} \leq 0,7l$ para el forjado superior, donde l es la longitud real del pilar (centro a centro).

NOTA 3 La excentricidad de primer orden en la situación de incendio puede suponerse igual a la obtenida para la temperatura ambiente de cálculo.

(3) Se ha introducido un nivel de uso, en la situación de incendio, μ_{fi} , en la tabla A20.5.2a. Tiene en cuenta las combinaciones de carga, la resistencia a compresión del pilar y la flexión, incluyendo efectos de segundo orden.

$$\mu_{fi} = N_{Ed,fi} / N_{Rd} \quad (5.6)$$

donde

$N_{Ed,fi}$ es el valor de cálculo de la carga axial en la situación de incendio;

N_{Rd} es la resistencia de cálculo del pilar a temperatura ambiente;

N_{Rd} se calcula de acuerdo el Anejo 19 del Código Estructural con γ_m para el dimensionamiento a temperatura ambiente, e incluyendo efectos de segundo orden y una excentricidad inicial igual a la excentricidad de $N_{Ed,fi}$.

NOTA 1 El coeficiente de reducción η_{fi} puede utilizarse en lugar de μ_{fi} para el valor de cálculo del nivel de carga (véase el apartado 2.4.2) como una simplificación del lado de la seguridad, puesto que η_{fi} supone que el pilar está totalmente cargado en el cálculo a temperatura ambiente.

Tabla A20.5.2a – Dimensiones mínimas del pilar y recubrimientos mecánicos medios para pilares con sección rectangular o circular

Resistencia al fuego normalizado	Dimensiones mínimas (mm)			
	Anchura del pilar $b_{\min}$ /recubrimiento mecánico de la armadura principal			
	Pilar expuesto en más de una cara			Expuesto en una cara
	$\mu_{fi} = 0,2$	$\mu_{fi} = 0,5$	$\mu_{fi} = 0,7$	$\mu_{fi} = 0,7$
1	2	3	4	5
R 30	200/25	200/25	200/32 300/27	155/25
R 60	200/25	200/36 300/31	250/46 350/40	155/25
R 90	200/31 300/25	300/45 400/38	350/53 450/40**	155/25
R 120	250/40 350/35	350/45** 450/40**	350/57** 450/51**	175/35
R 180	350/45**	350/63**	450/70**	230/55
R 240	350/61**	450/75**	—	295/70

**Mínimo 8 barras

Para los pilares pretensados, debería considerarse un incremento del recubrimiento mecánico de acuerdo al punto (5) del apartado 5.2.

NOTA La tabla A20.5.2a se basa en el valor recomendado $\alpha_{cc} = 1,0$.

(4) Pueden evaluarse otros valores para datos tabulados utilizando la ecuación (5.7):

$$R = 120 ((R_{\eta fi} + R_a + R_l + R_b + R_n)/120)^{1,8} \quad (5.7)$$

donde

$$R_{\eta fi} = 83 \left[1,00 - \mu_{fi} \frac{(1 + \omega)}{(0,85 / \alpha_{cc}) + \omega} \right]$$

$$R_a = 1,60 (a - 30)$$

$$R_l = 9,60 (5 - l_{0,fi})$$

$$R_b = 0,09 b'$$

$$R_n = 0 \quad \text{para } n = 4 \text{ (solo las barras de las esquinas)}$$

$$= 12 \quad \text{para } n > 4$$

a es el recubrimiento mecánico de la armadura longitudinal (mm); $25 \text{ mm} \leq a \leq 80 \text{ mm}$;

$l_{0,fi}$ es la longitud eficaz del pilar en la situación de incendio; $2 \text{ m} \leq l_{0,fi} \leq 6 \text{ m}$;

los valores que corresponden a $l_{0,fi} = 2 \text{ m}$ proporciona resultados del lado de la seguridad para pilares con $l_{0,fi} < 2 \text{ m}$;

$b' = 2A_c / (b+h)$ para secciones transversales rectangulares o el diámetro de

secciones transversales circulares;

$$200 \text{ mm} \leq b' \leq 450 \text{ mm}; h \leq 1,5 b;$$

ω designa la cuantía mecánica de la armadura a temperatura ambiente:

$$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}}$$

α_{cc} es el coeficiente para la resistencia a compresión (véase el Anejo 19 del Código Estructural).

Para la excentricidad de primer orden en la situación de incendio se aplican los límites de validez dados en el punto (2) del apartado 5.3.2.

5.3.3 Método B

(1) La resistencia al fuego de los pilares de hormigón armado puede satisfacerse mediante el uso de la tabla A20.5.2b y las siguientes reglas. Se facilita información adicional en el apéndice C.

(2) La tabla A20.5.2b es válida únicamente para pilares en estructuras arriostradas en las que:

el nivel de carga, n , a temperatura ambiente (véase el apartado 5.8 del Anejo 19 del Código Estructural) viene dado por

$$n = N_{0Ed,fi} / (0,7(A_c f_{cd} + A_s f_{yd})) \quad (5.8a)$$

la excentricidad de primer orden en la situación de incendio, e , viene dada por:

$$e = M_{0Ed,fi} / (N_{0Ed,fi}) \quad (5.8b)$$

e / b se ha tomado como $\leq 0,25$ con $e_{m\acute{a}x.} = 100 \text{ mm}$

la esbeltez del pilar en la situación de incendio, λ_{fi} , viene dada por:

$$\lambda_{fi} = l_{0,fi} / i \quad (5.8c)$$

λ_{fi} se ha tomado ≤ 30 , cubriendo la mayor parte de los pilares en edificaciones normales

donde

$l_{0,fi}$ es la longitud eficaz del pilar en la situación de incendio

b es la dimensión mínima de la sección para pilares rectangulares o el diámetro para pilares circulares

$N_{0,Ed,fi}$, $M_{0,Ed,fi}$ es la carga axil y el momento de primer orden en la situación de incendio

ω es la cuantía mecánica de la armadura a temperatura ambiente:

$$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}}$$

i es el radio de giro mínimo

(3) En la tabla A20.5.2b, se han introducido la carga axil y el momento flector de primer orden (véase el apartado 5.8 del Anejo 19 del Código Estructural) utilizando las expresiones (5.8a) y (5.8b) para el nivel de carga del pilar a temperatura ambiente. También se han tenido en cuenta los efectos de segundo orden.

NOTA 1 $N_{0Ed,fi}$ puede tomarse como $0,7 N_{0Ed}$ ($\eta_{fi} = 0,7$, véase el apartado 2.4.2) a menos que η_{fi} se calcule explícitamente).

NOTA 2 El coeficiente de esbeltez λ_{fi} en la situación de incendio puede tomarse igual a λ a temperatura ambiente en todos los casos. Para estructuras arriostradas de edificios donde la exposición requerida al fuego normalizado mayor de 30 min, la longitud eficaz $l_{0,fi}$ puede tomarse como $0,5 l$ para forjados intermedios y $0,5 l \leq l_{0,fi} \leq 0,7 l$ para el forjado superior, donde l es la longitud real del pilar (centro a centro).

Tabla A20.5.2b – Dimensiones mínimas del pilar y recubrimientos mecánicos mínimos para pilares de hormigón armado con una sección rectangular o circular

Resistencia al fuego normalizado	Cuantía mecánica de la armadura ω	Dimensiones mínimas (mm) Anchura del pilar $b_{\min}/$ recubrimiento mecánico a			
		$n = 0,15$	$n = 0,3$	$n = 0,5$	$n = 0,7$
1	2	3	4	5	6
R 30	0,100	150/25*	150/25*	200/30:250/25*	300/30:350/25*
	0,500	150/25*	150/25*	150/25*	200/30:250/25*
	1,000	150/25*	150/25*	150/25*	200/30:300/25*
R 60	0,100	150/30:200/25*	200/40:300/25*	300/40:500/25*	500/25*
	0,500	150/25*	150/35:200/25*	250/35:350/25*	350/40:550/25*
	1,000	150/25*	150/30:200/25*	200/40:400/25*	300/50:600/30
R 90	0,100	200/40:250/25*	300/40:400/25*	500/50:550/25*	550/40:600/25*
	0,500	150/35:200/25*	200/45:300/25*	300/45:550/25*	500/50:600/40
	1,000	200/25*	200/40:300/25*	250/40:550/25*	500/50:600/45
R 120	0,100	250/50:350/25*	400/50:550/25*	550/25*	550/60:600/45
	0,500	200/45:300/25*	300/45:550/25*	450/50:600/25*	500/60:600/50
	1,000	200/40:250/25*	250/50:400/25*	450/45:600/30	600/60
R 180	0,100	400/50:500/25*	500/60:550/25*	550/60:600/30	(1)
	0,500	300/45:450/25*	450/50:600/25*	500/60:600/50	600/75
	1,000	300/35:400/25*	450/50:550/25*	500/60:600/45	(1)
R 240	0,100	500/60:550/25*	550/40:600/25*	600/75	(1)
	0,500	450/45:500/25*	550/55:600/25*	600/70	(1)
	1,000	400/45:500/25*	500/40:600/30	600/60	(1)

* El recubrimiento geométrico requerido por el Anejo 19 del Código Estructural será, normalmente, el valor determinante.

(1) Requiere una anchura mayor de 600 mm. Se requiere una evaluación específica del pandeo.

(4) En pilares en los que $A_s \geq 0,02 A_c$, se requiere una distribución uniforme de las barras a lo largo de las caras de la sección transversal para una resistencia al fuego de más de 90 min.

5.4 Muros

5.4.1 Muros de sectorización no portantes

(1) Cuando la resistencia al fuego de un muro de sectorización sólo se requiere para satisfacer el criterio I de aislamiento térmico y el criterio E de integridad, el espesor mínimo no debería ser menor del dado en la tabla A20.5.3. Los requisitos de recubrimientos mecánicos no son aplicables a estas situaciones.

(2) Si se utilizan áridos calcáreos, el espesor mínimo del material dado en la tabla A20.5.3 puede reducirse en un 10%.

(3) Para evitar una deformación térmica excesiva y el consecuente fallo en la integridad entre el muro y la losa, la relación entre la altura libre del muro y su espesor no debería ser mayor de 40.

Tabla A20.5.3 – Espesores mínimos de muros no portantes (tabiques)

Resistencia al fuego normalizada	Espesores mínimos del muro (mm)
1	2
EI 30	60
EI 60	80
EI 90	100
EI 120	120
EI 180	150
EI 240	175

5.4.2 Muros portantes macizos

(1) Se puede suponer una resistencia al fuego adecuada de los muros portantes de hormigón armado si se aplican los datos indicados en la tabla A20.5.4 y las reglas siguientes.

(2) Los valores del espesor mínimo del muro indicados en la tabla A20.5.4 también pueden usarse para muros de hormigón en masa (véase el apartado 12 del Anejo 19 del Código Estructural).

(3) Los puntos (3) y (4) del apartado 5.4.1 también se aplican para los muros portantes macizos.

NOTA La relación entre la altura libre del muro y su espesor se limita a 40 en el punto (3) del apartado 5.4.1. La altura libre incluye la limitación de que los datos tabulados para muros son únicamente válidos para estructuras arriostradas, véase la correspondiente limitación para pilares del apartado 5.3.1.

Tabla A20.5.4 – Dimensiones mínimas y recubrimientos mecánicos mínimos para muros de carga de hormigón

Resistencia al fuego normalizado	Dimensiones mínimas (mm)			
	Espesor del muro/recubrimiento mecánico para			
	$\mu_{fi} = 0,35$		$\mu_{fi} = 0,7$	
	muro expuesto en una cara	muro expuesto en dos caras	muro expuesto en una cara	muro expuesto en dos caras
1	2	3	4	5
REI 30	100/10*	120/10*	120/10*	120/10*
REI 60	110/10*	120/10*	130/10*	140/10*
REI 90	120/20*	140/10*	140/25	170/25
REI 120	150/25	160/25	160/35	220/35
REI 180	180/40	200/45	210/50	270/55
REI 240	230/55	250/55	270/60	350/60

* El recubrimiento geométrico requerido por el Anejo 19 del Código Estructural será, normalmente, el valor determinante.

NOTA Para la definición de μ_{fi} véase el punto (3) del apartado 5.3.2.

5.4.3 Muros cortafuegos

(1) En los casos en que un muro cortafuegos tenga que cumplir con un requisito de resistencia a impacto (criterio M, véase el punto (6) del apartado 2.1.2) además de los apartados 5.4.1 o 5.4.2, el espesor mínimo para el hormigón de peso normal no debería ser menor de:

200 mm para un muro de hormigón en masa (sin armadura)

140 mm para muro portante de hormigón armado

120 mm para muro no portante de hormigón armado

y el recubrimiento mecánico del muro portante no debería ser menor de 25 mm.

5.5 Elementos en tracción

(1) La resistencia al fuego de los elementos en tracción de hormigón armado o pretensado puede suponerse como adecuada si se aplican los valores dados en la tabla A20.5.5 y las reglas siguientes.

(2) Cuando la elongación excesiva de un elemento en tracción afecte a la capacidad portante de la estructura, puede ser necesario reducir la temperatura del acero en el elemento en tracción a 400 °C. En tales situaciones, los recubrimientos mecánicos de la tabla A20.5.5 deberían aumentarse utilizando la expresión (5.3) dada en el punto (7) del apartado 5.2. Para la evaluación de la elongación reducida, deberían utilizarse las propiedades de los materiales dadas en el apartado 3.

(3) La sección transversal de los elementos en tracción no debería ser menor de $2b_{\min}^2$, donde $b_{\min}$ es la anchura mínima del elemento dada en la tabla A20.5.5.

5.6 Vigas

5.6.1 Generalidades

(1) La resistencia al fuego de los elementos en tracción de hormigón armado o pretensado puede suponerse adecuada si se aplican los valores dados en las tablas A20.5.5 a A20.5.7, junto con las reglas siguientes. Los espesores del alma se designan según la clase WC.

(2) Las tablas se aplican a vigas que pueden exponerse al fuego en tres caras, es decir, la cara superior está aislada por losas u otros elementos cuya su función aislante permanece durante todo el periodo de resistencia al fuego. Para vigas expuestas al fuego en todas sus caras, se aplica el apartado 5.6.4.

(3) Los valores de las tablas son válidos para las secciones transversales mostradas en la figura A20.5.4. Las reglas de aplicación (5) a (8) del apartado 5.6.1 aseguran unas dimensiones adecuadas de la sección transversal para proteger la armadura.

(4) Para vigas de anchura variable (figura A20.5.4b) el valor mínimo b tiene como referencia el centro de gravedad de la armadura de tracción.

(5) La altura eficaz d_{eff} del ala inferior de vigas en doble T (figura A20.5.7) no debería ser menor de:

$$d_{\text{eff}} = d_1 + 0,5 d_2 \geq b_{\text{mín.}} \quad (5.9)$$

donde $b_{\text{mín.}}$ es el valor mínimo de la anchura de la viga de acuerdo con la tabla A20.5.5.

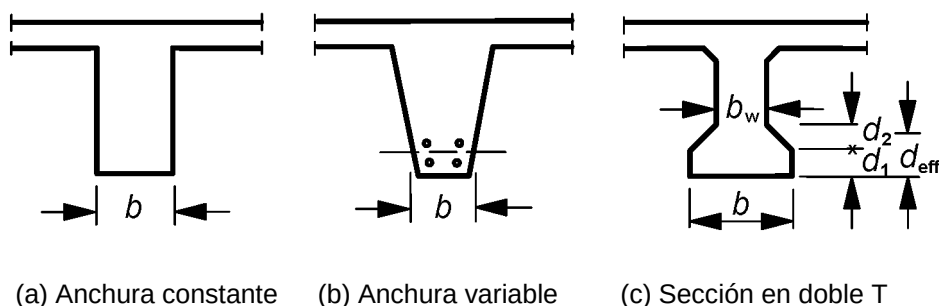


Figura A20.5.4 – Definición de dimensiones para distintos tipos de secciones de viga

Esta regla no es aplicable si puede dibujarse una sección transversal imaginaria ((C) en la figura A20.5.5) que satisfaga los requisitos mínimos de resistencia al fuego e incluya toda la armadura pasiva de la sección transversal real.

(6) Cuando la anchura real del ala inferior b supere el límite $1,4 b_w$ (donde b_w designa la anchura real del alma, véase la figura A20.5.4(c) y $b \cdot d_{\text{eff}} < 2b_{\text{mín.}}^2$, el recubrimiento mecánico de las armaduras pasivas y activas debería aumentarse a:

$$a_{\text{eff}} = a \left(1,85 - \frac{d_{\text{eff}}}{b_{\text{mín.}}} \right) \geq a \quad (5.10)$$

donde

d_{eff} se obtiene de la expresión (5.9);

$b_{\text{mín.}}$ es la anchura mínima de la viga dada en la tabla A20.5.5.

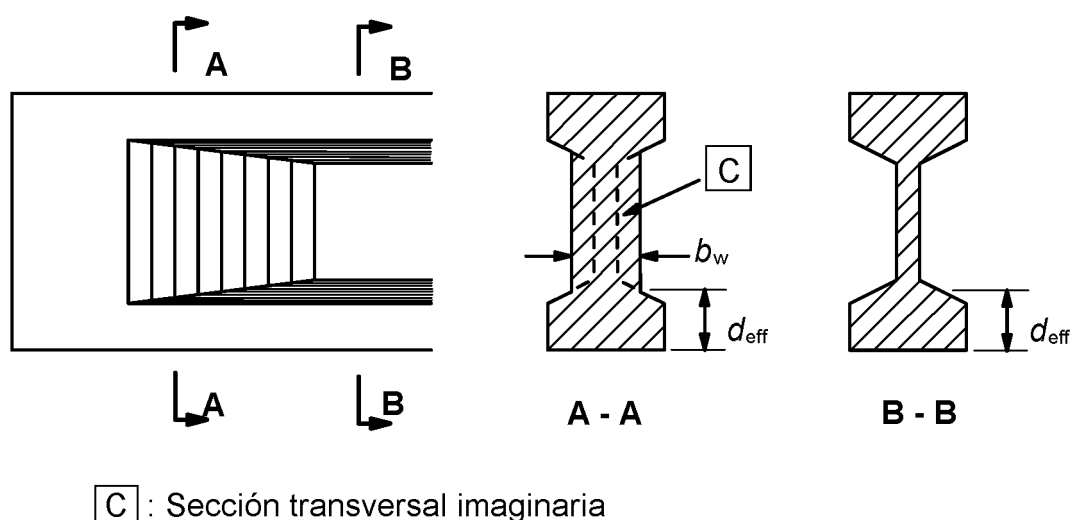


Figura A20.5.5 – Viga en I con alma de anchura no constante b_w , que satisface los requisitos de una sección transversal imaginaria

(7) Las perforaciones que atraviesan el alma de las vigas no afectan a la resistencia frente al fuego siempre que el área restante de la sección transversal del elemento en la zona de tracción no sea inferior a $A_c = 2b_{\min.}^2$, donde $b_{\min.}$ se obtiene de la tabla A20.5.5.

(8) En las esquinas inferiores de las vigas se produce concentración de temperatura. Por ello, se debería aumentar el recubrimiento mecánico a_{sd} (véase la figura A20.5.2) de la barra de la esquina (tendón o cable) en la parte inferior de las vigas con una única capa de armadura en 10 mm para valores de la anchura de la viga hasta los indicados en la columna 4 de la tabla A20.5.5 para vigas simplemente apoyadas, y hasta los indicados en la columna 3 de la tabla A20.5.6 para vigas continuas, para la resistencia al fuego normalizado correspondiente.

5.6.2 Vigas simplemente apoyadas

(1) La tabla A20.5.5 proporciona valores mínimos de los recubrimientos mecánicos del paramento inferior y a las caras de vigas simplemente apoyadas, junto con valores mínimos de la anchura de la viga, para las resistencias al fuego normalizado R 30 a R 240.

5.6.3 Vigas continuas

(1) La tabla A20.5.6 proporciona los valores mínimos de los recubrimientos mecánicos del paramento inferior y lateral de vigas continuas junto con valores mínimos de la anchura de la viga para las resistencias al fuego normalizado R 30 a R 240.

(2) Los datos de la tabla A20.5.6 son válidos únicamente si a) se aplican las reglas de detalles constructivos; y b) la redistribución de los momentos flectores para el dimensionamiento a temperatura ambiente no supera el 15%. En caso contrario, las vigas deberían tratarse como simplemente apoyadas.

NOTA La tabla A20.5.6 puede utilizarse para vigas continuas en las que la redistribución de momentos es superior al 15%, siempre que haya suficiente capacidad de rotación en los apoyos para las condiciones requeridas de exposición al fuego. Se pueden realizar, si procede, unos cálculos más rigurosos en base a los métodos de cálculo simplificados (por ejemplo, el anexo E) para determinar valores más precisos del recubrimiento mecánico y el decalaje de las armaduras superior e inferior.

(3) El área de la armadura superior sobre cada apoyo intermedio para una resistencia al fuego normalizado R90 y superior, para distancias de hasta $0,3l_{\text{eff}}$ (según se define en el apartado 5 del Anejo 19 del Código Estructural desde el eje del apoyo, no debería ser menor de (véase la figura A20.5.6):

$$A_{s,\text{req}}(x) = A_{s,\text{req}}(0) \cdot (1 - 2,5x / l_{\text{eff}}) \quad (5.11)$$

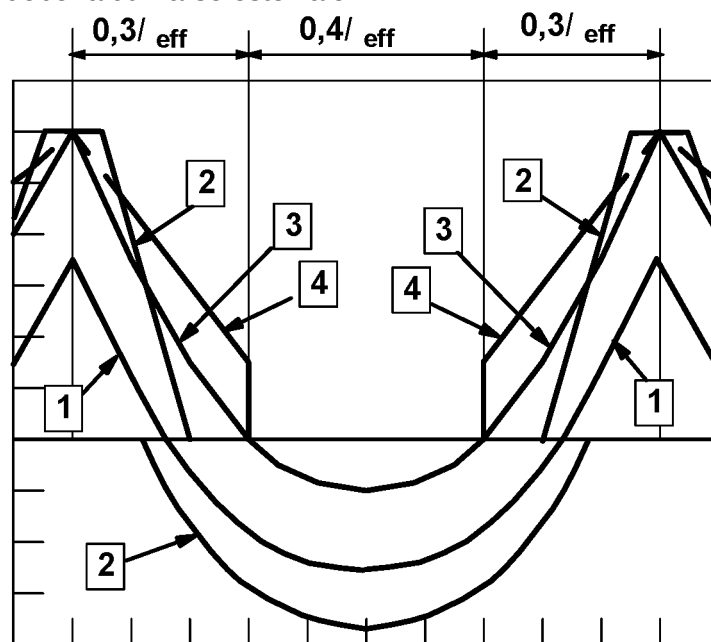
donde

x es la distancia desde la sección considerada al eje del apoyo, donde $x \leq 0,3l_{\text{eff}}$;

$A_{s,\text{req}}(0)$ es el área de armadura superior requerida sobre el apoyo, de acuerdo con el Anejo 19 del Código Estructural ;

$A_{s,\text{req}}(x)$ es el área mínima de la armadura superior requerida en la sección situada a una distancia (x) desde el eje del apoyo considerado, pero no menor de $A_s(x)$ como se requiere en el Anejo 19 del Código Estructural;

l_{eff} es la longitud eficaz del vano. Si la longitud eficaz de los vanos adyacentes es mayor, debería utilizarse este valor.



Leyenda

- [1] Diagrama de momentos flectores para las acciones en la situación de incendio a $t = 0$
- [2] Envolvente de los momentos flectores solicitantes, equilibrados por las armaduras de tracción de acuerdo con el Anejo 19 del Código Estructural
- [3] Diagrama de momentos flectores en la situación de incendio
- [4] Envolvente de los momentos flectores resistentes de acuerdo con la expresión (5.11)

Figura A20.5.6 – Envolvente de los momentos flectores resistentes sobre apoyos para la situación de incendio

Tabla A20.5.5 – Dimensiones mínimas y recubrimientos mecánicos mínimos para vigas simplemente apoyadas fabricadas con hormigón armado y pretensado

Resistencia al fuego normalizado	Dimensiones mínimas (mm)						
	Combinaciones posibles de a y $b_{\min}$ donde a es el recubrimiento mecánico medio y $b_{\min}$ es la anchura de la viga				Espesor del alma b_w		
					Clase WA	Clase WB	Clase WC
1	2	3	4	5	6	7	8
R 30	$b_{\min}= 80$ $a = 25$	120 20	160 15*	200 15*	80	80	80
R 60	$b_{\min}= 120$ $a = 40$	160 35	200 30	300 25	100	80	100
R 90	$b_{\min}= 150$ $a = 55$	200 45	300 40	400 35	110	100	100
R 120	$b_{\min}= 200$ $a = 65$	240 60	300 55	500 50	130	120	120
R 180	$b_{\min}= 240$ $a = 80$	300 70	400 65	600 60	150	150	140
R 240	$b_{\min}= 280$ $a = 90$	350 80	500 75	700 70	170	170	160
$a_{sd} = a + 10 \text{ mm}$ (véase la nota inferior)							
Para las vigas pretensadas, se debería considerar un incremento del recubrimiento mecánico según el punto (5) del apartado 5.2. a_{sd} es el recubrimiento mecánico del paramento lateral de la viga para las barras de esquina (o tendón o cable) de vigas con una única capa de armadura. Para valores de $b_{\min}$ mayores que el dado en la columna 4 no se requiere un incremento de a_{sd}. * El recubrimiento geométrico requerido por el Anejo 19 del Código Estructural será, normalmente, el valor determinante.							

Tabla A20.5.6 – Dimensiones mínimas y recubrimientos mecánicos mínimos para vigas continuas fabricadas con hormigón armado y pretensado (véase también la tabla A20.5.7)

Resistencia al fuego normalizado	Dimensiones mínimas (mm)						
	Combinaciones posibles de a y $b_{\min}$ donde a es el recubrimiento mecánico medio y $b_{\min}$ es la anchura de la viga				Espesor del alma b_w		
					Clase WA	Clase WB	Clase WC
1	2	3	4	5	6	7	8
R 30	$b_{\min}= 80$ $a = 15^*$	160 12*	-	-	80	80	80
R 60	$b_{\min}= 120$ $a = 25$	200 12*	-	-	100	80	100
R 90	$b_{\min}= 150$ $a = 35$	250 25	-	-	110	100	100
R 120	$b_{\min}= 200$ $a = 45$	300 35	450 35	500 30	130	120	120
R 180	$b_{\min}= 240$ $a = 60$	400 50	550 50	600 40	150	150	140
R 240	$b_{\min}= 280$ $a = 75$	500 60	650 60	700 50	170	170	160
$a_{sd} = a + 10 \text{ mm}$ (véase la nota inferior)							
Para las vigas pretensadas, se debería considerar un incremento del recubrimiento mecánico según el punto (5) del apartado 5.2.							
a_{sd} es el recubrimiento mecánico del paramento lateral de la viga para las barras de esquina (o tendón o cable) de vigas con una única capa de armadura. Para valores de $b_{\min}$ mayores que el dado en la columna 3 no se requiere un incremento de a_{sd} .							
* El recubrimiento geométrico requerido por el Anejo 19 del Código Estructural será, normalmente, el valor determinante.							

(4) La tabla A20.5.6 se aplica a vigas continuas que utilizan armaduras activas no adherentes únicamente si el momento negativo total sobre los apoyos intermedios en la situación de incendio es resistido por las armaduras adherentes.

(5) El espesor del alma de vigas continuas con sección en I b_w (véase la figura A20.5.6) no debería ser menor que el valor mínimo $b_{\min}$ indicado en la columna 2 de la tabla A20.5.6, para una distancia de $2h$ desde un apoyo intermedio, a menos que pueda demostrarse que no se producirá un desconchado explosivo (véase el apartado 4.5).

(6) Para impedir una rotura del hormigón por compresión o por cortante en el primer apoyo intermedio de una viga continua, deberían aumentarse la anchura de la viga y el espesor del alma para las resistencias al fuego normalizado R120 - R 240 de acuerdo con la tabla A20.5.7, si se dan las dos condiciones siguientes:

- (a) El apoyo del extremo no presenta ninguna resistencia a flexión, ni por la unión ni por la viga (para los propósitos de este punto, el punto (1) del apartado 9.2.1.2 del Anejo 19 del Código Estructural ofrece el momento resistente cuando se incorpora a una unión capaz de transferir momentos); y
- (b) $V_{Ed} > 2/3 V_{Rd,máx.}$ en el primer apoyo intermedio, donde V_{Ed} es el valor de cálculo del esfuerzo de cortante a temperatura ambiente y $V_{Rd,máx.}$ es el valor de cálculo de la resistencia a cortante de las bielas comprimidas de acuerdo con el apartado 6 del Anejo 19 del Código Estructural.

Tabla A20.5.7 – Vigas en doble T continuas de hormigón armado y pretensado; anchura de viga y espesor del alma incrementados para las condiciones del punto (6) del apartado 5.6.3

Resistencia al fuego normalizado	Anchura mínima de viga $b_{mín.}$ (mm) y espesor del alma b_w (mm)
1	2
R 120	220
R 180	380
R 240	480

5.6.4 Vigas expuestas en todas sus caras

- 1) Se aplican las tablas A20.5.5, A20.5.6 y A20.5.7: sin embargo
- la altura de la viga no debería ser menor que la anchura mínima requerida para el periodo de resistencia al fuego correspondiente;
 - el área de la sección transversal de la viga no debería ser menor que:

$$A_c = 2b_{mín.}^2 \quad (5.12)$$

donde $b_{mín.}$ se obtiene de las tablas A20.5.5 a A20.5.7.

5.7 Losas

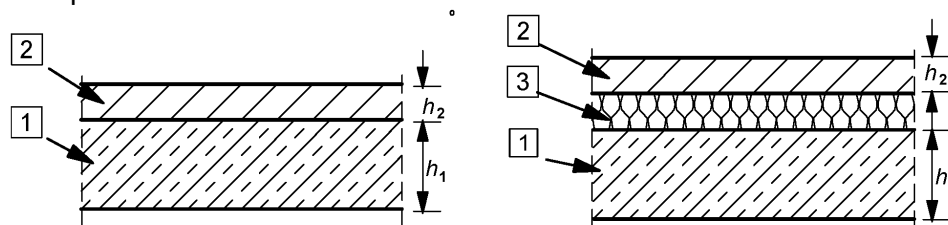
5.7.1 Generalidades

(1) La resistencia al fuego de las losas de hormigón armado y pretensado puede considerarse adecuada si se aplican los valores de la tabla A20.5.8, junto con las reglas siguientes.

(2) El espesor mínimo de losa h_s dado en la tabla A20.5.8 asegura una función separadora adecuada (criterio E e I). Los revestimientos del suelo contribuirán a la función separadora de forma proporcional a su espesor (véase la figura A20.5.7). Si es necesaria una función portante (criterio R) sólo se tomará el espesor de losa necesario supuesto para el cálculo según el Anejo 19 del Código Estructural.

(3) Las reglas dadas en 5.7.2 y 5.7.3 también se aplican a las alas de vigas con

secciones tipo T o II.



- [1] Losa de hormigón
 [2] Revestimiento del suelo (no combustible)
 [3] Aislante acústico (eventualmente combustible)

$$h_s = h_1 + h_2 \text{ (Tabla 5.9)}$$

Figura A20.5.7 – Placa de hormigón con revestimiento del suelo

5.7.2 Losas macizas simplemente apoyadas

(1) La tabla A20.5.8 proporciona los valores mínimos de los recubrimientos mecánicos de la cara inferior de losas simplemente apoyadas para resistencias al fuego normalizado R 30 a R 240.

(2) En losas bidireccionales a designa el recubrimiento mecánico en la capa inferior.

Tabla A20.5.8 – Dimensiones mínimas y recubrimientos mecánicos mínimos para losas macizas simplemente apoyadas de hormigón armado y pretensado unidireccionales y bidireccionales

Resistencia al fuego normalizado	Dimensiones mínimas (mm)			
	Espesor de la losa h_s (mm)	Recubrimiento mecánico a		
		Unidireccional	Bidireccional	
			$l_y/l_x \leq 1,5$	$1,5 < l_y/l_x \leq 2$
1	2	3	4	5
REI 30	60	10*	10*	10*
REI 60	80	20	10*	15*
REI 90	100	30	15*	20
REI 120	120	40	20	25
REI 180	150	55	30	40
REI 240	175	65	40	50

l_x y l_y son las luces de una losa bidireccional (dos direcciones en ángulo recto) donde l_y es la mayor luz.

Para las losas pretensadas, debería tenerse en cuenta el incremento del recubrimiento mecánico a de acuerdo con el punto (5) del apartado 5.2.

El recubrimiento mecánico a indicado en las columnas 4 y 5 para losas bidireccionales se refiere a losas apoyadas en los cuatro bordes. En caso contrario, deberían tratarse como una losa unidireccional.

* El recubrimiento geométrico requerido por el Anejo 19 será, normalmente, el valor determinante.

5.7.3 Losas macizas continuas

(1) Los valores dados en la tabla A20.5.8 (columnas 2 y 4) también se aplican a losas continuas unidireccionales y bidireccionales.

(2) Se aplican la tabla A20.5.8 y las reglas siguientes para losas en las que la redistribución de momentos no supera el 15% para el cálculo a temperatura ambiente. A falta de un cálculo más riguroso y cuando la redistribución supera el 15%, o no se siguen las reglas de detalles de esta norma, cada vano de losa continua debería valorarse como una losa simplemente apoyada utilizando la tabla A20.5.8 (las columnas 2, 3, 4 o 5 respectivamente).

Las reglas indicadas en el punto (3) del apartado 5.6.3 para vigas continuas también se aplican a losas continuas. Si no se siguen estas reglas, cada vano de una losa continua debería evaluarse como una losa simplemente apoyada igual que en el caso anterior.

(3) Debería disponerse una armadura mínima negativa $A_s \geq 0,005 A_c$ sobre el apoyo intermedio, si es aplicable alguna de las siguientes condiciones:

- a) Se utiliza armadura conformada en frío.
- b) En losas continuas de dos vanos, no existen coacciones a flexión en los apoyos extremos ni por los detalles constructivos del Anejo 19 del Código Estructural ni por las condiciones de dimensionamiento (véase, por ejemplo, el apartado 9 del Anejo 19).
- c) No se da la posibilidad de redistribuir efectos de carga transversales en la dirección del vano como, por ejemplo, en los muros intermedios u otros apoyos en la dirección del vano, no considerados en el cálculo (véase la figura A20.5.8).

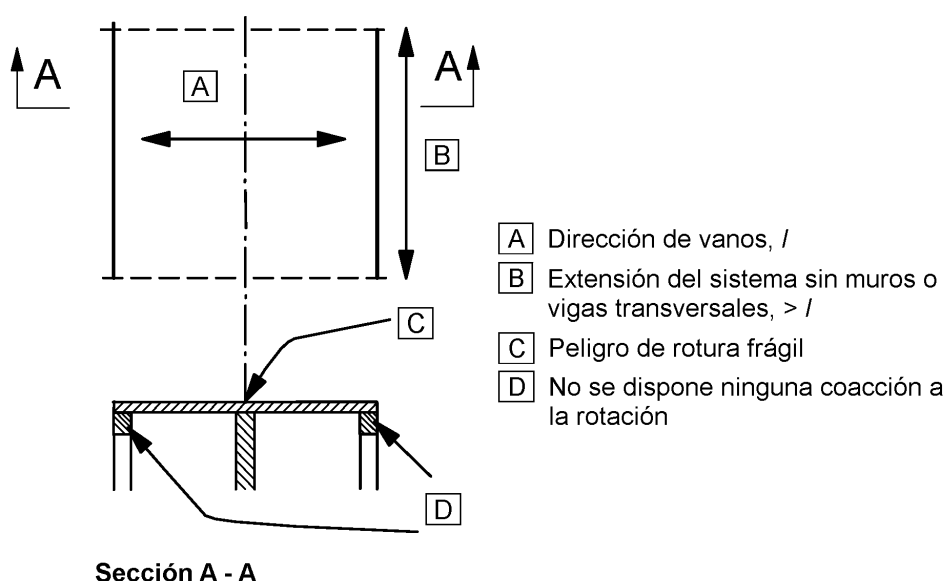


Figura A20.5.8 – Sistemas de losas para las que deberían disponerse las armaduras mínimas de acuerdo con el punto (3) del apartado 5.7.3

5.7.4 Losas planas

(1) Las siguientes reglas se aplican a losas en las que la redistribución de momentos de acuerdo con el apartado 5 del Anejo 19 del Código Estructural, no supera el 15%. En caso contrario, los recubrimientos mecánicos de las armaduras deberían tomarse como en las losas unidireccionales (columna 3 de la tabla A20.5.8) y el espesor mínimo de la tabla A20.5.9.

(2) Para calificaciones de la resistencia al fuego normalizado REI 90 y superiores se debería disponer de forma continua sobre todo el vano al menos el 20% de la armadura superior total sobre apoyos intermedios requerida por el Anejo 19 en cada dirección. Esta armadura debería colocarse en la banda del apoyo.

(3) Los espesores mínimos de losa no deberían reducirse (por ejemplo teniendo en cuenta los revestimientos de los suelos).

(4) La distancia a designa el recubrimiento mecánico de la capa inferior.

Tabla A20.5.9 – Dimensiones mínimas y recubrimientos mecánicos mínimos para losas planas sólidas de hormigón armado y pretensado

Resistencia al fuego normalizado	Dimensiones mínimas (mm)	
	Espesor de losa h_s	Recubrimiento mecánico a
1	2	3
REI 30	150	10*
REI 60	180	15*
REI 90	200	25
REI 120	200	35
REI 180	200	45
REI 240	200	50

* El recubrimiento geométrico requerido por el Anejo 19 del Código Estructural será, normalmente, el valor determinante.

5.7.5 Losas nervadas

(1) Para la evaluación de la resistencia al fuego de losas nervadas unidireccionales armadas y pretensadas, se aplican los apartados 5.6.2 y 5.6.3 para los nervios y el apartado 5.7.3 y las columnas 2 y 5 de la tabla A20.5.8 para las alas.

(2) Para losas nervadas armadas y pretensadas apoyadas en dos sentidos, su resistencia al fuego puede suponerse adecuada si se aplican los valores en las tablas A20.5.10 y A20.5.11, junto con las reglas siguientes.

(3) Los valores de las tablas A20.5.10 y A20.5.11 son válidos para losas nervadas sometidas predominantemente a cargas repartidas de forma uniforme.

(4) Para losas nervadas con armadura dispuesta en varias capas se aplica el punto (15) del apartado 5.2.

(5) En losas nervadas continuas, la armadura superior debería colocarse en la mitad superior del ala.

(6) La tabla A20.5.10 es válida para losas nervadas bidireccionales simplemente apoyadas. También es válida para losas nervadas bidireccionales con al menos un borde coaccionado y resistencias al fuego normalizado inferiores a REI 180, en las que los detalles constructivos de la armadura superior no satisfacen los requisitos expuestos en el punto (3) del apartado 5.6.3.

(7) La tabla A20.5.11 es válida para losas nervadas bidireccionales con, al menos, un borde coaccionado. Para los detalles constructivos de la armadura superior se aplica el punto (3) del apartado 5.6.3 para todas las resistencias al fuego normalizado.

Tabla A20.5.10 – Dimensiones mínimas y recubrimientos mecánicos mínimos para losas nervadas de hormigón armado o pretensado bidireccionales simplemente apoyadas

Resistencia al fuego normalizado	Medidas mínimas (mm)			
	Posibles combinaciones de la anchura de los nervios $b_{\min.}$ y recubrimiento mecánico a			Espesor de la losa h_s y recubrimiento mecánico a en el ala
1	2	3	4	5
REI 30	$b_{\min.} = 80$ $a = 15^*$	-	-	$h_s = 80$ $a = 10^*$
REI 60	$b_{\min.} = 100$ $a = 35$	120 25	≥ 200 15*	$h_s = 80$ $a = 10^*$
REI 90	$b_{\min.} = 120$ $a = 45$	160 40	≥ 250 30	$h_s = 100$ $a = 15^*$
REI 120	$b_{\min.} = 160$ $a = 60$	190 55	≥ 300 40	$h_s = 120$ $a = 20$
REI 180	$b_{\min.} = 220$ $a = 75$	260 70	≥ 410 60	$h_s = 150$ $a = 30$
REI 240	$b_{\min.} = 280$ $a = 90$	350 75	≥ 500 70	$h_s = 175$ $a = 40$
$a_{sd} = a + 10$				
Para losas nervadas pretensadas, el recubrimiento mecánico a debería incrementarse de acuerdo con el punto (5) del apartado 5.2. a_{sd} designa el recubrimiento mecánico medio del paramento lateral del nervio expuesto al fuego.				
* El recubrimiento geométrico requerido por el Anejo 19 será, normalmente, el valor determinante.				

Tabla A20.5.11 – Dimensiones mínimas y recubrimientos mecánicos mínimos para losas nervadas de dos vanos de hormigón armado o pretensado con al menos una arista restringida

Resistencia al fuego normalizado	Dimensiones mínimas (mm)			
	Posibles combinaciones de la anchura de los nervios $b_{\min.}$ y el recubrimiento mecánico a			Espesor de la losa h_s y recubrimiento mecánico a en el ala
1	2	3	4	5
REI 30	$b_{\min.} = 80$ $a = 10^*$	-	-	$h_s = 80$ $a = 10^*$
REI 60	$b_{\min.} = 100$ $a = 25$	120 15*	≥ 200 10*	$h_s = 80$ $a = 10^*$
REI 90	$b_{\min.} = 120$ $a = 35$	160 25	≥ 250 15*	$h_s = 100$ $a = 15^*$
REI 120	$b_{\min.} = 160$ $a = 45$	190 40	≥ 300 30	$h_s = 120$ $a = 20$
REI 180	$b_{\min.} = 310$ $a = 60$	600 50	-	$h_s = 150$ $a = 30$
REI 240	$b_{\min.} = 450$ $a = 70$	700 60	-	$h_s = 175$ $a = 40$
$a_{sd} = a + 10$				
Para losas nervadas pretensadas, el recubrimiento mecánico a debería incrementarse de acuerdo con el punto (5) del apartado 5.2. a_{sd} designa el recubrimiento mecánico del paramento lateral del nervio expuesto al fuego.				
* El recubrimiento geométrico requerido por el Anejo 19 será, normalmente, el valor determinante.				

6 Hormigones de alta resistencia

6.1 Generalidades

(1) Este apartado proporciona reglas adicionales para el hormigón de alta resistencia (HSC – *high strength concrete*).

(2) Los elementos estructurales se deben dimensionar a altas temperaturas con las propiedades de ese tipo de hormigón y debe tenerse en cuenta el riesgo de desconchado.

(3) Las propiedades de resistencia se dan para tres clases y las recomendaciones contra el desconchado se dan para dos gamas de HSC.

NOTA En los casos en que sea probable que la resistencia característica real del hormigón sea de una clase superior a la especificada en el cálculo, debería utilizarse la reducción relativa de la resistencia para la clase superior para los cálculos de resistencia al fuego.

(4) Las propiedades y las recomendaciones se dan para la exposición al fuego correspondiente únicamente a la curva normalizada tiempo-temperatura.

(5) Debería aplicarse una reducción en la resistencia, $f_{c,\theta}/f_{ck}$, a alta temperatura. Se dan tres clases de valores de $f_{c,\theta}/f_{ck}$ en la tabla A20.6.1, siendo para hormigones con f_{ck} 55 y 60 N/mm² la clase 1, para hormigones con f_{ck} 70 y 80 N/mm² la clase 2 y para hormigones con f_{ck} 90 N/mm² la clase 3. Véanse también las notas a los puntos (3) del apartado 6.4.2.1 y (2) del apartado 6.4.2.2.

Tabla A20.6.1 – Reducción de la resistencia a alta temperatura

Temperatura del hormigón θ °C	$f_{c,\theta}/f_{ck}$		
	Clase 1	Clase 2	Clase 3
20	1,00	1,0	1,0
50	1,00	1,0	1,0
100	0,90	0,75	0,75
200			0,70
250	0,90		
300	0,85		0,65
400	0,75	0,75	0,45
500			0,30
600			0,25
700			
800	0,15	0,15	0,15
900	0,08		0,08
1 000	0,04		0,04
1 100	0,01		0,01
1 200	0,00	0,00	0,00

6.2 Desconchado

(1) Para hormigones con resistencia característica f_{ck} 55 a 80 N/mm² se aplican las reglas dadas en el apartado 4.5, siempre que el contenido máximo de humo de sílice sea menor del 6% en peso de cemento. Para contenidos más altos de humo de sílice, se aplican las reglas dadas en el punto (2).

(2) Para hormigones con resistencia característica f_{ck} 80 a 90 N/mm² debería aplicarse al menos uno de los métodos siguientes:

Método A: Una malla de armadura con un recubrimiento geométrico nominal de 15 mm. Esta malla debería tener alambres con un diámetro ≥ 2 mm con un paso $\leq 50 \times 50$ mm. El recubrimiento geométrico nominal para la armadura principal debería ser ≥ 40 mm.

Método B: Un tipo de hormigón para el que se haya demostrado (por experiencia local o mediante ensayos) que no se produce desconchado del hormigón por la exposición al fuego.

Método C: Capas de protección para las que se haya demostrado que no se produce desconchado del hormigón por la exposición al fuego.

Método D: La mezcla de hormigón incluye más de 2 kg/m³ de fibras monofilamento de propileno.

6.3 Propiedades térmicas

(1) Los valores dados en el apartado 3.3 pueden aplicarse también al hormigón de alta resistencia.

NOTA 1 No se proporcionan valores para la conductividad térmica para el hormigón de alta resistencia.

NOTA 2 La conductividad térmica del hormigón de alta resistencia puede ser mayor que la del hormigón de resistencia normal.

6.4 Cálculo estructural

6.4.1 Cálculo de la capacidad portante

(1) La capacidad portante en la situación de incendio se debe determinar considerando lo siguiente:

- la exposición térmica y el campo de temperaturas resultante en el elemento;
- la reducción de la resistencia del material debido a unas temperaturas elevadas;
- las solicitaciones debidas a la dilatación térmica producida;
- los efectos de segundo orden.

(2) Esta determinación puede realizarse mediante un análisis estructural global o un análisis simplificado por elemento. El análisis estructural global debería basarse en información contrastada. Los métodos de cálculo simplificado para pilares, muros, vigas y losas se describen a continuación.

6.4.2 Métodos de cálculo simplificados

(1) Los métodos de cálculo simplificados dados en el anexo B son aplicables al hormigón de alta resistencia.

6.4.2.1 Pilares y muros

(1) Puede realizarse una comprobación de la capacidad portante de pilares y muros en la situación de incendio para una sección transversal reducida utilizando los métodos aplicables al cálculo normal, por ejemplo el apartado B.1.

(2) La sección transversal reducida debería obtenerse en base al método simplificado del anexo B, suprimiendo del hormigón no eficaz por el fuego debido a la influencia de los factores de segundo orden.

(3) En el cálculo de la sección transversal reducida, el espesor reducido del hormigón se calcula a partir de la profundidad de la isoterma 500 °C, a_{500} , incrementada por un coeficiente k . Por ello, en el cálculo de la sección transversal reducida para pilares y muros debería utilizarse la expresión (6.4).

$$a_z = k a_{z, 500} \quad (6.4)$$

k permite la conversión desde la profundidad de isoterma de 500 °C a la de 460 °C para la clase 1 en la tabla A20.6.1, y a la profundidad de isoterma de 400 °C para la clase 2 en la tabla A20.6.1. El valor de k es 1,1 para la clase 1 y de 1,2 para la clase 2. Para la clase 3, se recomiendan métodos más precisos.

(4) El momento resistente de las secciones transversales sometidas a flexocompresión puede calcularse utilizando el método de zona indicado en el apartado B.2, teniendo en cuenta $E_{c,fi}(\theta) = k_c^2(\theta) \cdot E_c$ si procede.

(5) Los regímenes de calentamiento que no cumplan los criterios del método simplificado requieren un análisis completo y detallado que considere la resistencia relativa del hormigón en función de la temperatura.

6.4.2.2 Vigas y losas

(1) El momento resistente de las vigas y losas en la situación de incendio puede obtenerse a partir de la sección transversal reducida, como se define en el apartado B.1, utilizando los métodos aplicables al cálculo normal.

(2) Debería realizarse una reducción adicional del momento resistente calculado:

$$M_{d,fi} = M_{500} \cdot k_m \quad (6.5)$$

donde

$M_{d,fi}$ es el valor de cálculo del momento resistente en la situación de incendio;

M_{500} es el momento resistente calculado a partir de la sección transversal reducida, definida mediante la isoterma 500 °C;

k_m es un coeficiente de reducción (que depende de la reducción de la resistencia dada en la tabla A20.6.1) cuyos valores se incluyen en la tabla A20.6.2 de este anejo para las clases 1 y 2. Para la clase 3 se recomiendan métodos más precisos.

Tabla A20.6.2 – Coeficientes de reducción del momento resistente para vigas y losas.

Elemento	k_m	
	Clase 1	Clase 2
Vigas	0,98	0,95
Losas expuestas al fuego en la zona de compresión	0,98	0,95
Losas expuestas al fuego en la cara de tracción, $h_1 \geq 120$ mm	0,98	0,95
Losas expuestas al fuego en la cara de tracción, $h_1 = 50$ mm	0,95	0,85
donde h_1 es el espesor del hormigón de la losa (véase la figura A20.5.7)		

(3) Para espesores de losa en el rango 50 a 120 mm, con exposición al fuego en la cara de tracción, el coeficiente de reducción puede obtenerse por interpolación lineal.

(4) Los regímenes de calentamiento que no cumplan los criterios del método simplificado deberían apoyarse en análisis completos y detallados que consideren la resistencia relativa del hormigón en función de la temperatura.

6.4.3 Datos tabulados

(1) El método tabulado dado en el apartado 5 puede utilizarse también para HSC si las dimensiones mínimas de la sección transversal se aumenta en:

- $(k - 1)a$ para muros y losas expuestas únicamente en una cara;
- $2(k - 1)a$ para todos los demás elementos estructurales, y el recubrimiento mecánico se multiplica por k .

donde

k es el coeficiente dado en el punto (3) del apartado 6.4.2.1;

a es el recubrimiento mecánico requerido en el apartado 5.

NOTA Para los pilares, debería definirse el grado de utilización en la situación de incendio μ_{fi} o el nivel de carga de un pilar a temperatura ambiente n antes de calcular el aumento de las dimensiones de la sección transversal por $2(k - 1)a$.

Apéndice A. Recomendaciones para los perfiles de temperatura

(1) Este apéndice proporciona los perfiles de temperatura calculados para losas (figura A20.A.2), vigas (figuras A20.A.3 – A20.A.10) y pilares (figuras A20.A.11 – A20.A.20). La figura A20.A.2, para losas, también se aplica a muros expuestos por una cara.

(2) Las figuras se basan en los siguientes valores:

- El calor específico del hormigón es el dado en el apartado 3.3.2, con una humedad específica del 1,5%. Los gráficos de temperatura son conservadores para humedades mayores de 1,5%.
- El límite inferior de la conductividad térmica del hormigón es el dado en el apartado 3.3.3.

NOTA El límite inferior de la conductividad térmica se ha obtenido a partir de comparaciones con temperaturas medidas en los ensayos de fuego para distintos tipos de estructuras de hormigón. El límite inferior proporciona temperaturas más realistas para estructuras de hormigón que el límite superior, obtenido de ensayos para estructuras compuestas de acero y hormigón.

– La emisividad relativa a la superficie del hormigón, 0,7, es la dada en el apartado 2.2.

- El coeficiente de convección es $25 \text{ W/m}^2\text{K}$.

(3) La figura A20.A.1 muestra cómo los perfiles de temperatura representan la temperatura en la sección transversal de vigas y pilares teniendo en cuenta la simetría.

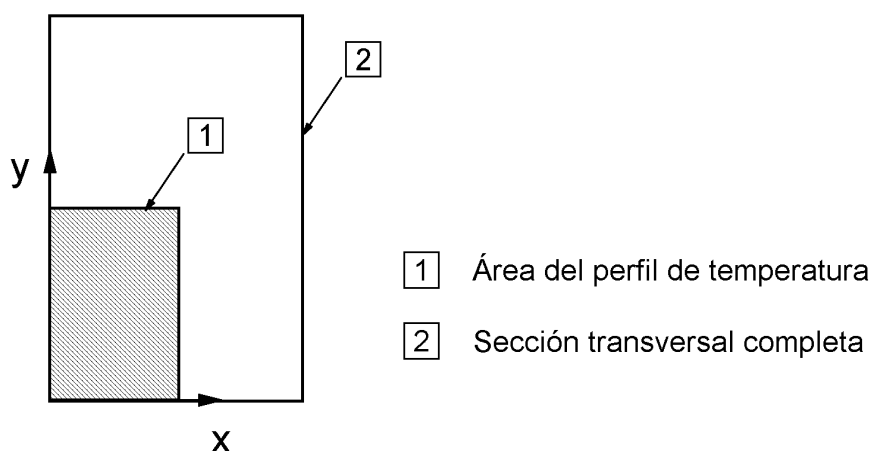


Figura A20.A.1 – Área de la sección transversal para la que se presentan los perfiles de temperatura

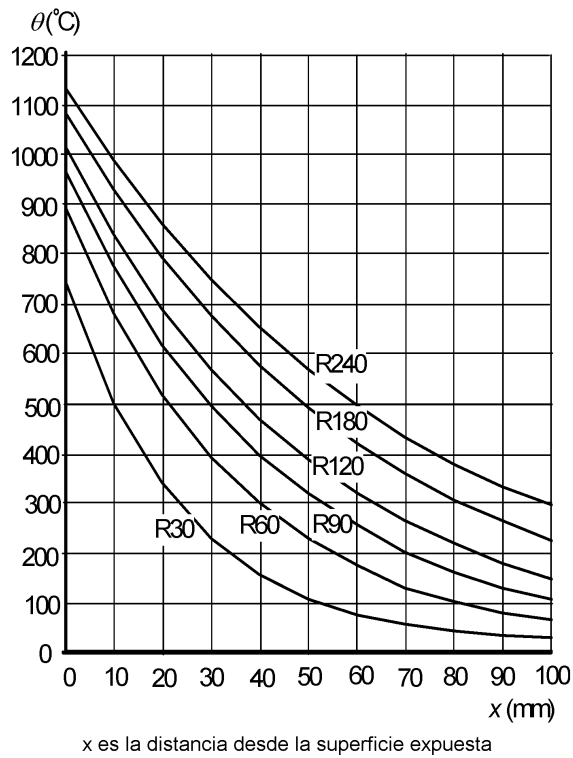


Figura A20.A.2 – Perfiles de temperatura para losas (altura $h = 200$) para R60 - R240

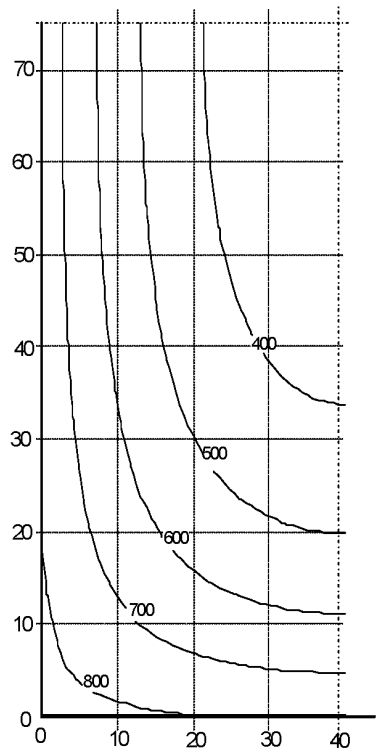
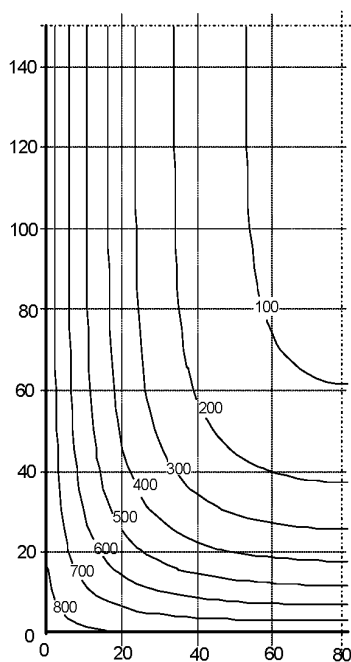
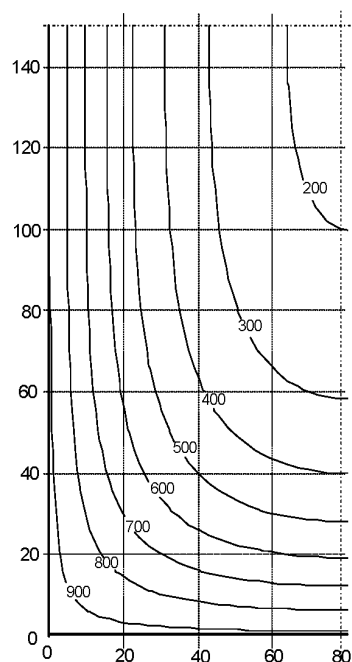


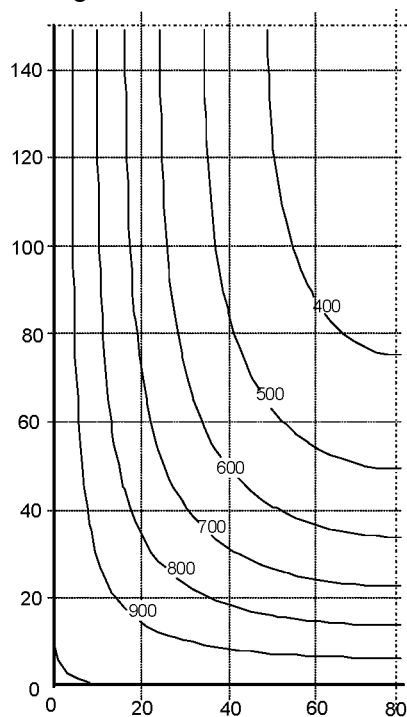
Figura A20.A.3 – Perfiles de temperatura ($^{\circ}\text{C}$) para una viga, $h \times b = 150 \times 80$ - R30



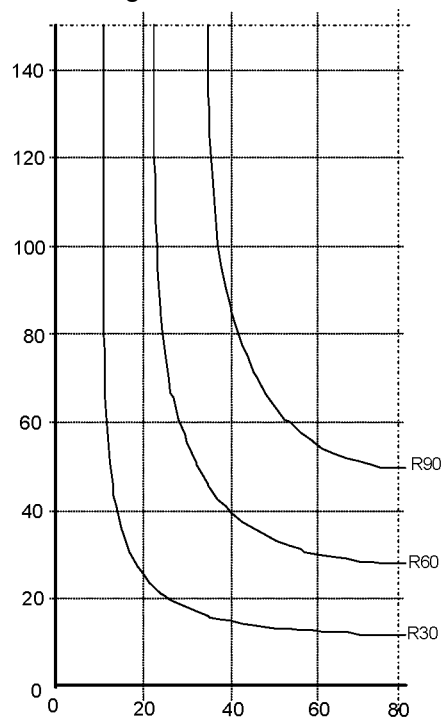
a) R30

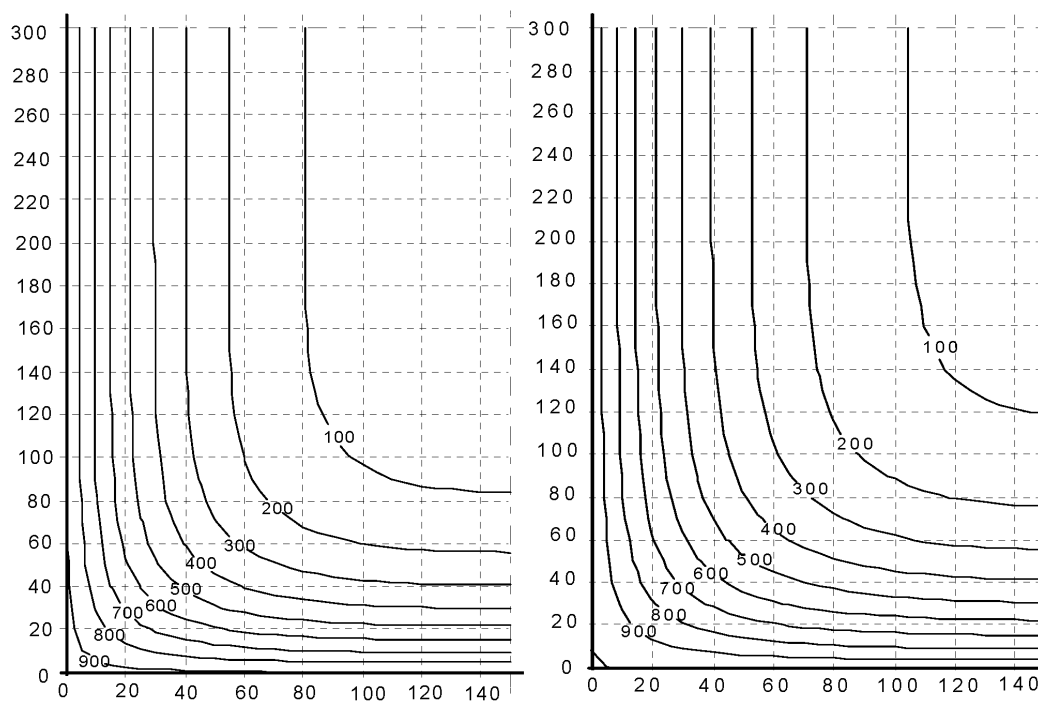


b) R60

Figura A20.A.4 – Perfiles de temperatura (°C) para una viga, $h \times b = 300 \times 160$ 

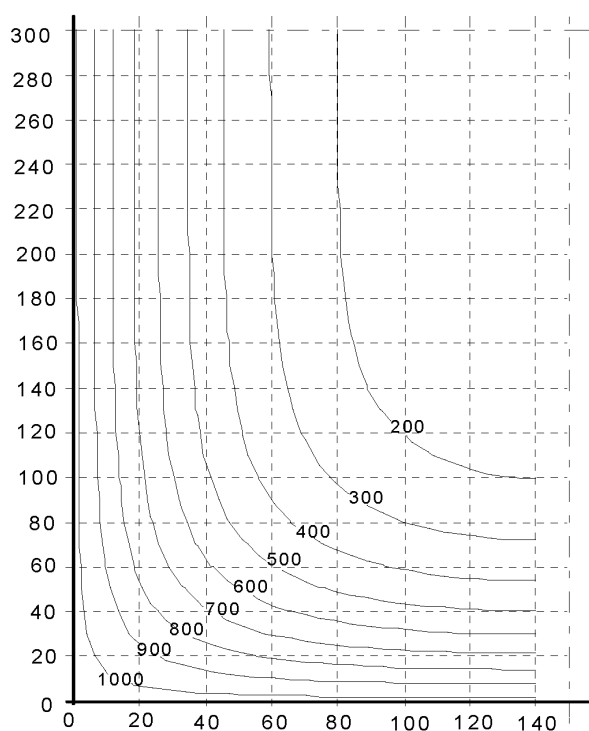
a) R90

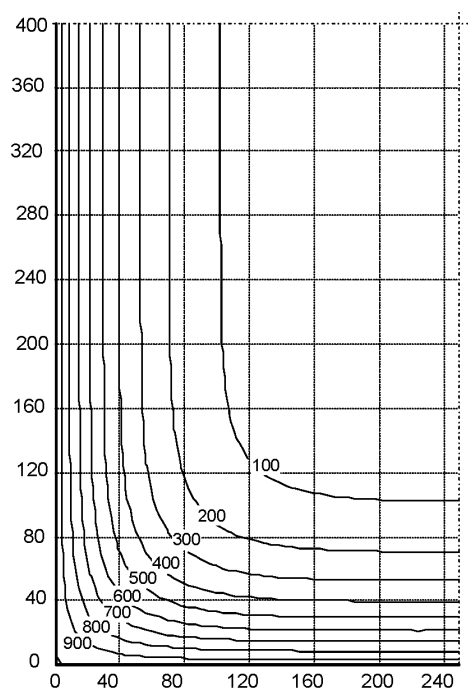
Figura A20.A.5 – Perfiles de temperatura (°C) para una viga, $h \times b = 300 \times 160$ Figura A20.A.6 – Isotermas de 500 °C para una viga, $h \times b = 300 \times 160$



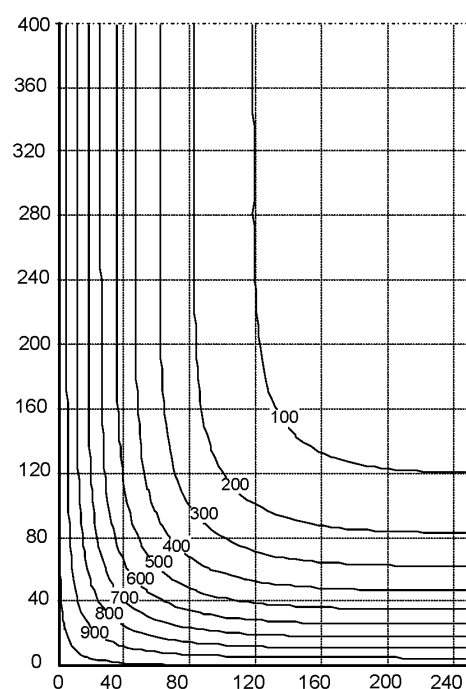
a) R60

b) R90

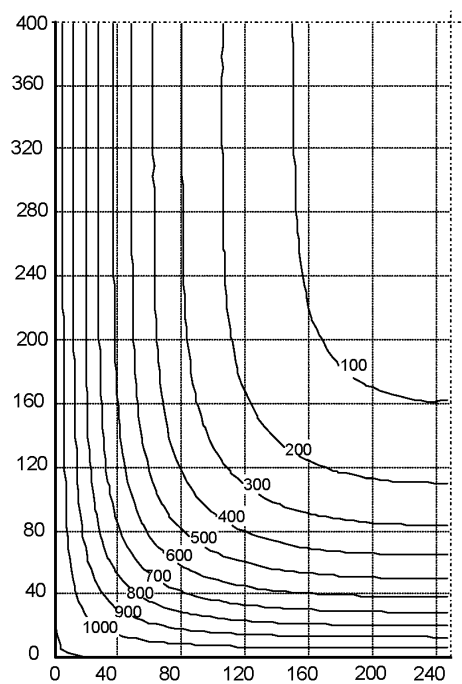
Figura A20.A.7 – Perfiles de temperatura (°C) para una viga $h \times b = 600 \times 300$ Figura A20.A.8 – Perfiles de temperatura (°C) para una viga $h \times b = 600 \times 300$ - R120



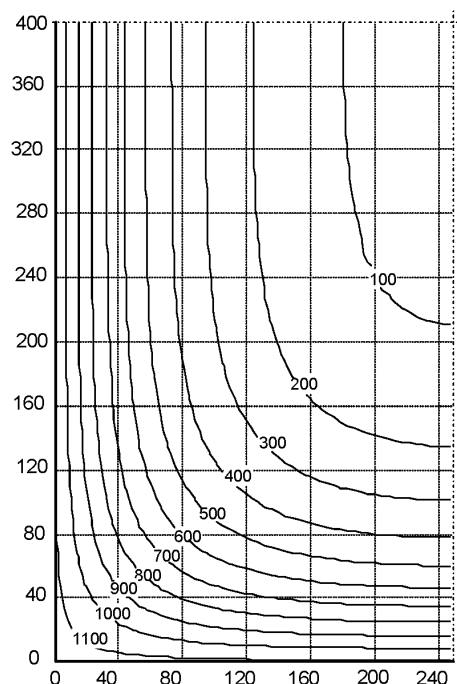
a) R90



b) R120

Figura A20.A.9 – Perfiles de temperatura (°C) para una viga $h \times b = 800 \times 500$ 

a) R180



b) R240

Figura A20.A.10 – Perfiles de temperatura (°C) para una viga $h \times b = 800 \times 500$

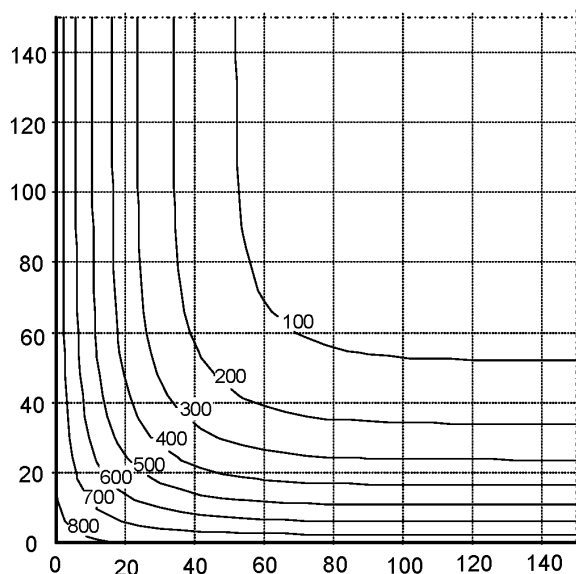


Figura A20.A.11 – Perfiles de temperatura (°C) para un pilar, $h \times b = 300 \times 300$ - R30

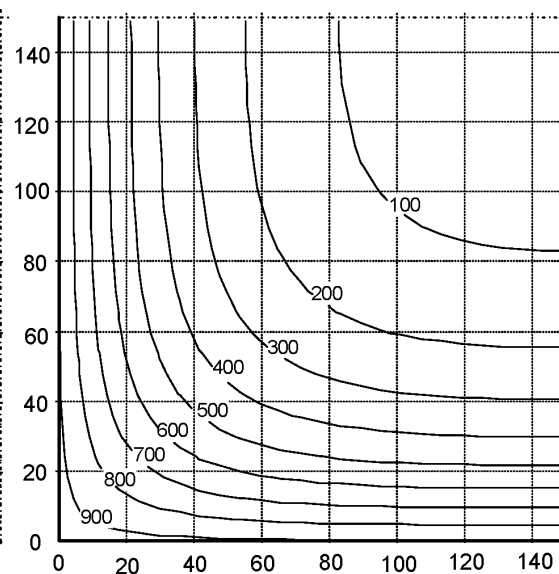


Figura A20.A.12 – Perfiles de temperatura (°C) para un pilar, $h \times b = 300 \times 300$ - R60

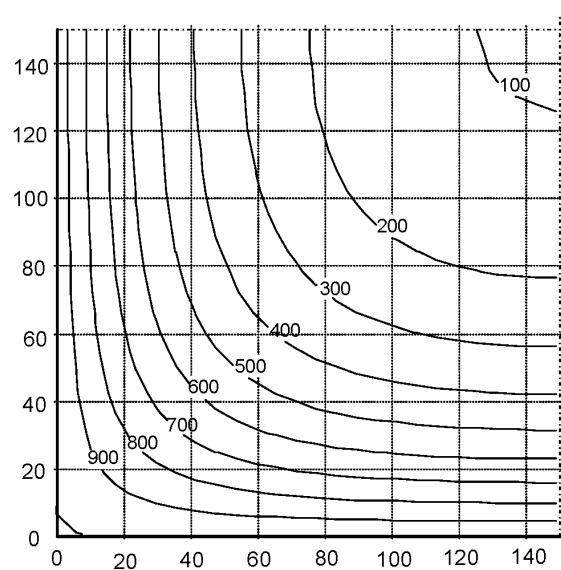


Figura A20.A.13 – Perfiles de temperatura (°C) para un pilar, $h \times b = 300 \times 300$ - R90

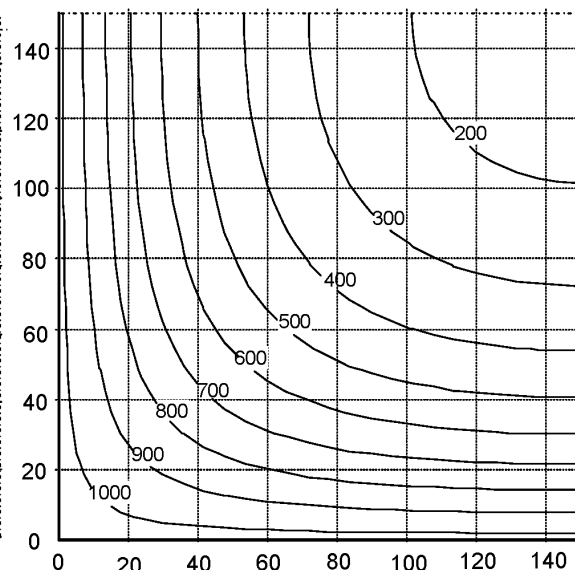


Figura A20.A.14 – Perfiles de temperatura (°C) para un pilar, $h \times b = 300 \times 300$ - R120

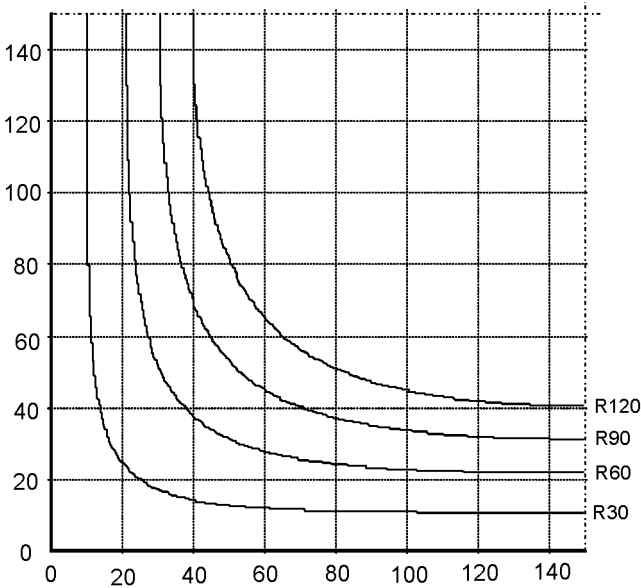


Figura A20.A.15 – Isotermas 500 °C para un pilar, $h \times b = 300 \times 300$

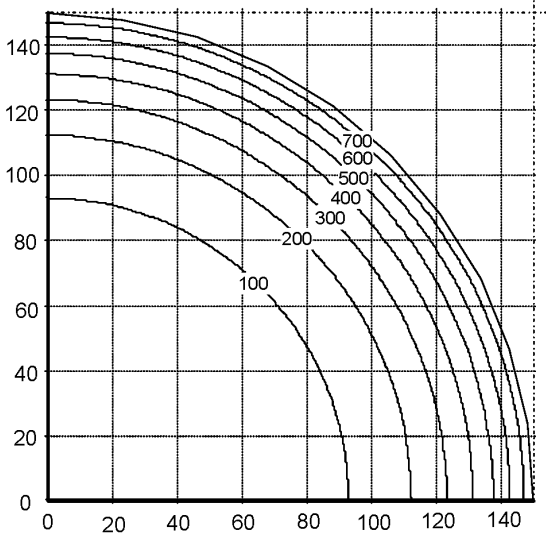


Figura A20.A.16 – Perfiles de temperatura (°C) para un pilar circular, diámetro 300 - R30

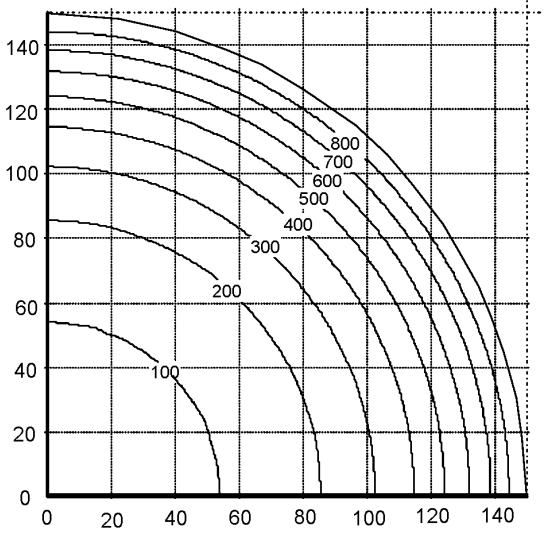


Figura A20.A.17 – Perfiles de temperatura (°C) para un pilar circular, diámetro 300 - R60

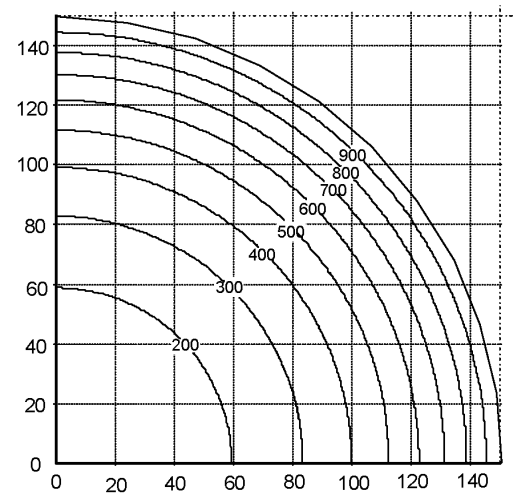


Figura A20.A.18 – Perfiles de temperatura (°C) para un pilar circular, diámetro 300 - R90

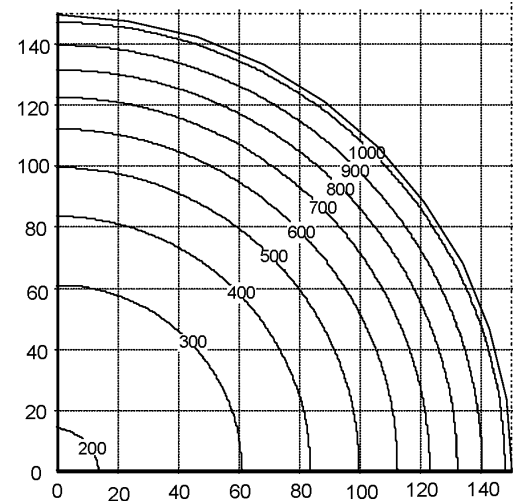


Figura A20.A.19 – Perfiles de temperatura (°C) para un pilar circular, diámetro 300 - R120

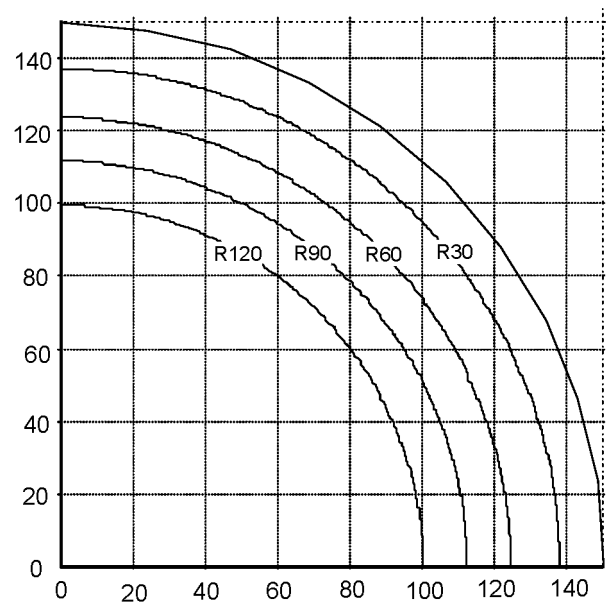


Figura A20.A.20 – Isotermas 500 °C para un pilar circular, diámetro 300

Apéndice B. Métodos de cálculo simplificados recomendados.

B.1 Método de la isoterma 500 °C

B.1.1 Principio y campo de aplicación

(1) Este método es aplicable para una exposición al fuego normalizado y a cualquier otro régimen de calentamiento que produzca campos de temperatura similares en el elemento expuesto al fuego. Los regímenes de calentamiento que no cumplan este criterio requieren un análisis completo y detallado que tenga en cuenta la resistencia relativa del hormigón en función de la temperatura.

(2) Este método es válido para las anchuras mínimas de la sección transversal dadas en la tabla A20.B.1:

a) para una exposición al fuego normalizado función de la resistencia al fuego;

b) para a una exposición al fuego paramétrico con un coeficiente de abertura $O \geq 0,14 \text{ m}^{1/2}$.

Tabla A20.B.1 – Anchura mínima de la sección transversal en función de la resistencia al fuego (para la exposición al fuego normalizado) y densidad de carga de fuego (para la exposición al fuego paramétrico)

a) Resistencia al fuego

Resistencia al fuego	R 60	R 90	R120	R180	R240
Anchura mínima de la sección transversal, mm	90	120	160	200	280

b) Densidad de carga de fuego

Densidad de carga de incendio MJ/m ²	200	300	400	600	800
Anchura mínima de la sección transversal, mm	100	140	160	200	240

(3) El método de cálculo simplificado comprende una reducción general del tamaño de la sección transversal con respecto a la zona dañada por el calor en las superficies de hormigón. El espesor del hormigón dañado, a_{500} , se toma igual a la profundidad media de la isoterma 500 °C en la zona de compresión de la sección transversal.

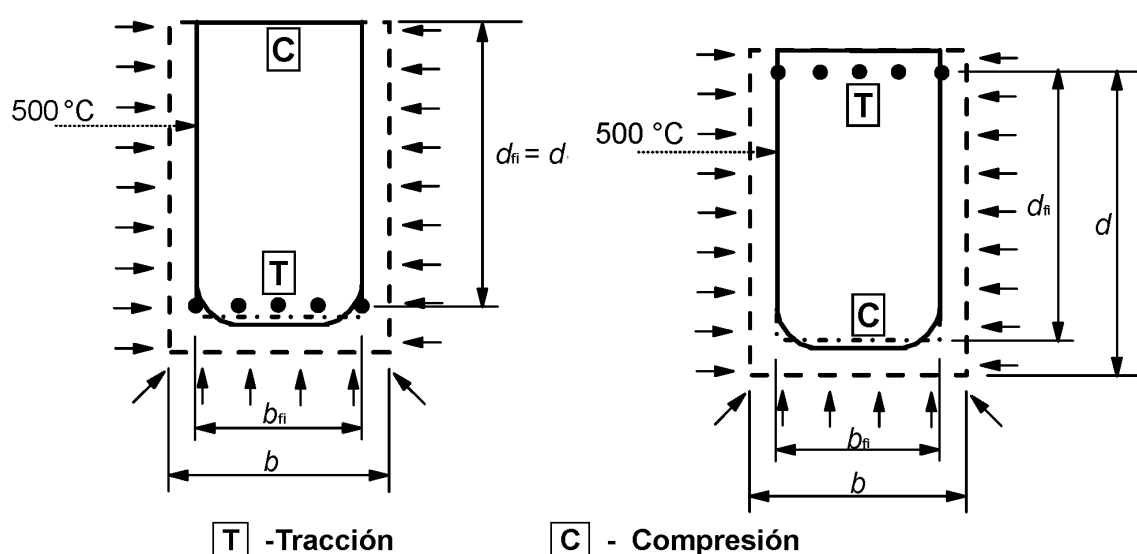
(4) Se supone que hormigón dañado, es decir el hormigón con temperaturas de más de 500 °C, no contribuye a la capacidad portante del elemento, mientras que la sección transversal residual del hormigón conserva sus valores iniciales de resistencia y del módulo de elasticidad.

(5) Para una viga rectangular expuesta al fuego en tres caras, la sección transversal reducida en la situación de incendio será conforme con la figura A20.B.1.

B.1.2 Procedimiento de cálculo de una sección transversal de hormigón armado sometida a flexocompresión

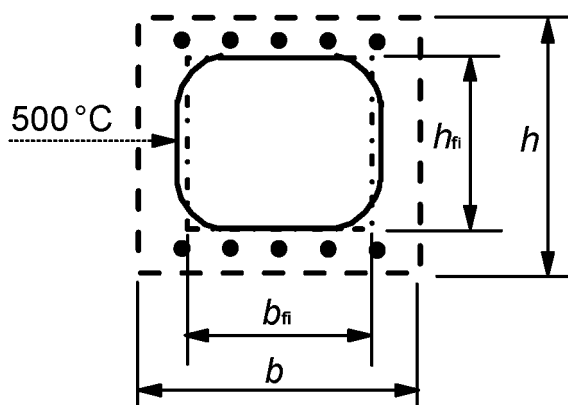
(1) Partiendo del enfoque de la sección transversal reducida, el procedimiento para calcular la resistencia de una sección transversal de hormigón armado en la situación de incendio puede realizarse del modo siguiente:

- (a) Se determina la isoterma 500 °C para la exposición al fuego especificada, para el fuego normalizado o para el fuego paramétrico;
- (b) Se determina una nueva anchura b_{fi} y una nueva altura eficaz d_{fi} de la sección transversal excluyendo la isoterma 500 °C exterior del hormigón (véase la figura A20.B.1). Se puede considerar que las esquinas redondeadas de las isotermas son una aproximación de la forma real de la isoterma por un rectángulo o un cuadrado, según se indica en la figura A20.B.1.



a) exposición al fuego en tres caras con la zona de tracción expuesta

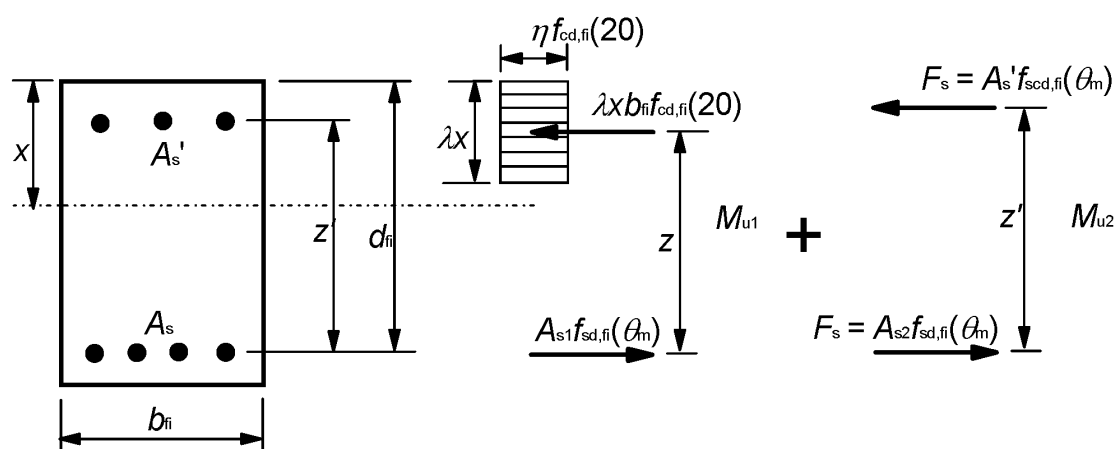
b) exposición al fuego en tres caras con la zona de compresión expuesta



c) exposición al fuego en cuatro caras (viga o pilar)

Figura A20.B.1 – Sección transversal reducida de una viga y pilar de hormigón armado

- (c) Se determina la temperatura de las armaduras en las zonas de tracción y compresión. La temperatura de una barra de la armadura aislada puede evaluarse a partir de los perfiles de temperatura dados en el apéndice A o en los documentos de apoyo, y se toma como la temperatura en el centro de la barra. Algunas de las barras de la armadura pueden estar fuera de la sección transversal reducida, como se muestra en la figura A20.B.1. A pesar de ello, pueden incluirse en el cálculo de la capacidad portante última de la sección transversal expuesta al fuego.
 - (d) Se determina la resistencia reducida de la armadura debida a la temperatura, de acuerdo con el apartado 4.2.4.3.
 - (e) Se utilizan los métodos de cálculo convencionales para la sección transversal reducida para determinar la capacidad portante última con la resistencia de las barras de la armadura, como se ha obtenido en el punto (d); y
 - (f) Se compara la capacidad portante última con el valor de cálculo del efecto de carga o, como alternativa, se compara la resistencia al fuego estimada con la resistencia requerida.
- (2) La figura A20.B.2 muestra el cálculo de la capacidad portante de una sección transversal con armaduras traccionadas y comprimidas.



Leyenda

- b_{fi} es la anchura de la sección transversal reducida;
- d_{fi} es la altura eficaz de la sección transversal reducida;
- z es el brazo mecánico entre la armadura de tracción y el hormigón;
- z^* es el brazo mecánico entre la armadura de compresión y el hormigón;
- A_s es el área de armadura de tracción
- A_{s1} es la parte de la armadura de tracción en equilibrio con el bloque de compresión del hormigón
- A_{s2} es la parte de la armadura de tracción en equilibrio con la armadura de compresión
- $A_{s'}$ es el área de armadura de compresión
- $f_{cd,fi}(20)$ es el valor de cálculo de la resistencia a compresión del hormigón en la situación de incendio a temperatura ambiente
- $= f_{ck}/\gamma_{c,fi}$
- $f_{sd,fi}(\theta_m)$ es la resistencia de cálculo de la armadura de tracción en la situación de incendio a la temperatura media θ_m en dicha capa
- $f_{scd,fi}(\theta_m)$ es la resistencia de cálculo de la armadura de compresión en la situación de incendio a la temperatura media θ_m en dicha capa

NOTA $f_{sd,fi}(\theta_m)$ y $f_{scd,fi}(\theta_m)$ pueden tener valores distintos (véase el apartado 4.2.4.3).

F_s es la fuerza total en la armadura comprimida en la situación de incendio, e igual a parte de la fuerza total en la armadura traccionada;

λ , η y x se definen en el Anejo 19 del Código Estructural.

Figura A20.B.2 – Distribución de tensiones en el estado límite último para una sección transversal rectangular de hormigón con armadura de compresión

(3) Si todas armaduras están situadas en capas y tienen la misma área, las siguientes expresiones pueden utilizarse para calcular el recubrimiento mecánico, a .

La resistencia media reducida de una capa de armadura en función del aumento de la temperatura se calcula de acuerdo con la expresión (B.1).

$$k_v(\theta) = \frac{\sum k(\theta_i)}{n_v} \quad (B.1)$$

donde

θ es la temperatura en la barra de la armadura i ;

$k(\theta_i)$ es una reducción de la resistencia de la barra de la armadura i debida a la temperatura θ_i , que se obtiene de la figura A20.4.11;

$k_v(\theta)$ es la reducción media de la resistencia de la capa de armaduras v ;

n_v es el número de barras de la armadura en la capa v ;

(4) El recubrimiento mecánico a del centro de gravedad de las capas de armadura puede calcularse utilizando la expresión (B.2).

$$a = \frac{\sum a_v k_v(\theta)}{\sum k_v(\theta)} \quad (\text{B.2})$$

donde

a_v es la distancia del centro de gravedad de la capa v al paramento inferior de la sección transversal efectiva.

(5) Si sólo hay dos capas, el recubrimiento mecánico de las armaduras puede calcularse utilizando la expresión (B.3):

$$a = \sqrt{a_1 a_2} \quad (\text{B.3})$$

(6) Si las barras de la armadura tienen áreas distintas y se reparten de forma arbitraria, debería que utilizarse el procedimiento siguiente.

La resistencia media de un grupo de armaduras, $k(\varphi) f_{sd,fi}$, en función del aumento de la temperatura, puede calcularse utilizando la expresión (B.4)

$$k(\varphi) f_{sd,fi} = \frac{\sum_i [k_s(\theta_i) f_{sd,i} A_i]}{\sum_i A_i} \quad (\text{B.4})$$

donde

$k_s(\theta)$ es la reducción media de la resistencia de la capa de armaduras i ;

$f_{sd,i}$ es la resistencia de cálculo de la barra de la armadura i ;

A_i es el área de la sección transversal de la barra de la armadura i .

El recubrimiento mecánico a (véase la figura A20.B.2) del centro de gravedad del grupo de armadura se calcula de acuerdo con la expresión (B.5).

$$a = \frac{\sum_i [a_i k_s(\theta_i) f_{sd,i} A_i]}{\sum_i [k_s(\theta_i) f_{sd,i} A_i]} \quad (B.5)$$

donde

a_i es el recubrimiento mecánico de la barra i a la sección transversal reducida.

(7) El cálculo del momento flector en la sección transversal se ilustra del modo siguiente:

$$M_{u1} = A_{s1} f_{sd,fi}(\theta_m) z \quad (B.6)$$

$$\omega_k = \frac{A_{s1} f_{sd,fi}(\theta_m)}{b_{fi} d_{fi} f_{cd,fi}(20)} \quad (B.7)$$

$$M_{u2} = A_{s2} f_{scd,fi}(\theta_m) \cdot z' \quad (B.8)$$

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} \quad (B.9)$$

donde

A_s es el área total de la armadura;

$f_{sd,fi}$ es la resistencia de cálculo de la armadura de tracción;

$f_{scd,fi}$ es la resistencia de cálculo de la armadura de compresión;

ω_k es la cuantía mecánica de cálculo de la armadura de la sección transversal expuesta al fuego;

b_{fi} es la anchura de la sección transversal expuesta al fuego;

d_{fi} es la altura eficaz de la sección transversal expuesta al fuego;

$f_{cd,fi}(20)$ es la resistencia de cálculo a compresión del hormigón (a temperatura ambiente);

z es el brazo mecánico entre la armadura de tracción y el hormigón;

z' es el brazo mecánico entre la armadura de compresión y el hormigón;

θ_m es la temperatura media de la capa de armadura.

Cuando se evalúan las contribuciones de los momentos como se indicaba anteriormente, el momento resistente total se obtiene de:

$$M_u = M_{u1} + M_{u2} \quad (B.10)$$

B.2 Método de las zonas

(1) A continuación se describe un método para dividir la sección transversal en varias zonas. Este método, aunque es más laborioso, proporciona un método más preciso que el método de la isoterma 500 °C, especialmente para los pilares. El método es aplicable a cualquier curva de fuego completamente desarrollado, pero en esta norma solo se proporcionan datos para la curva normalizada tiempo-temperatura.

(2) La sección transversal se divide en un número ($n \geq 3$) de zonas paralelas de igual espesor (elementos rectangulares), donde se evalúan la temperatura media, la resistencia media a compresión $f_{cd}(\theta)$ correspondiente y, si procede, el módulo de elasticidad de cada zona.

(3) La sección transversal dañada por el fuego se representa mediante una sección transversal reducida, ignorando una zona dañada de espesor a_z en las caras expuestas al fuego, véase la figura A20.B.3. Se hace referencia a un muro equivalente (véanse las figuras A20.B.3 (a) y (d)). El punto M es un punto arbitrario en el eje del muro equivalente utilizado para determinar la resistencia reducida a compresión de toda la sección transversal reducida. Cuando se exponen al fuego dos caras opuestas, se supone que la anchura es $2w$ (véase la figura A20.B.3 (a)). Para una sección transversal rectangular expuesta al fuego únicamente en una cara, se supone que la anchura es w (véase la figura A20.B.3 (c)). Un muro grueso se representa mediante un muro con una anchura igual a $2w$ (véase la figura A20.B.3 (d)). El ala de la figura A20.B.3 (f) se asimila con el muro equivalente de la figura A20.B.3 (c) y el alma con el muro equivalente en la figura A20.B.3 (a).

(4) Para la parte inferior y los extremos de los elementos rectangulares expuestos al fuego, cuando la anchura es menor que la altura, el valor de a_z se supone igual a los valores calculados para las caras, Figuras A20.B.3 (b), (e) y (f).

La reducción de la sección transversal se basa en una zona de espesor dañada a_z en las superficies expuestas al fuego, que se calcula como se indica a continuación.

(5) La zona dañada, a_z , para un muro equivalente expuesto en ambas caras se estima del modo siguiente:

- a) El semiespesor del muro se divide en n zonas paralelas de igual espesor, donde $n \geq 3$ (véase la figura A20.B.4).
- b) Se calcula la temperatura en la mitad del espesor de cada zona.
- c) Se determina el coeficiente de reducción correspondiente para la resistencia a compresión, $k_c(\theta_i)$ (véase la figura A20.B.5).

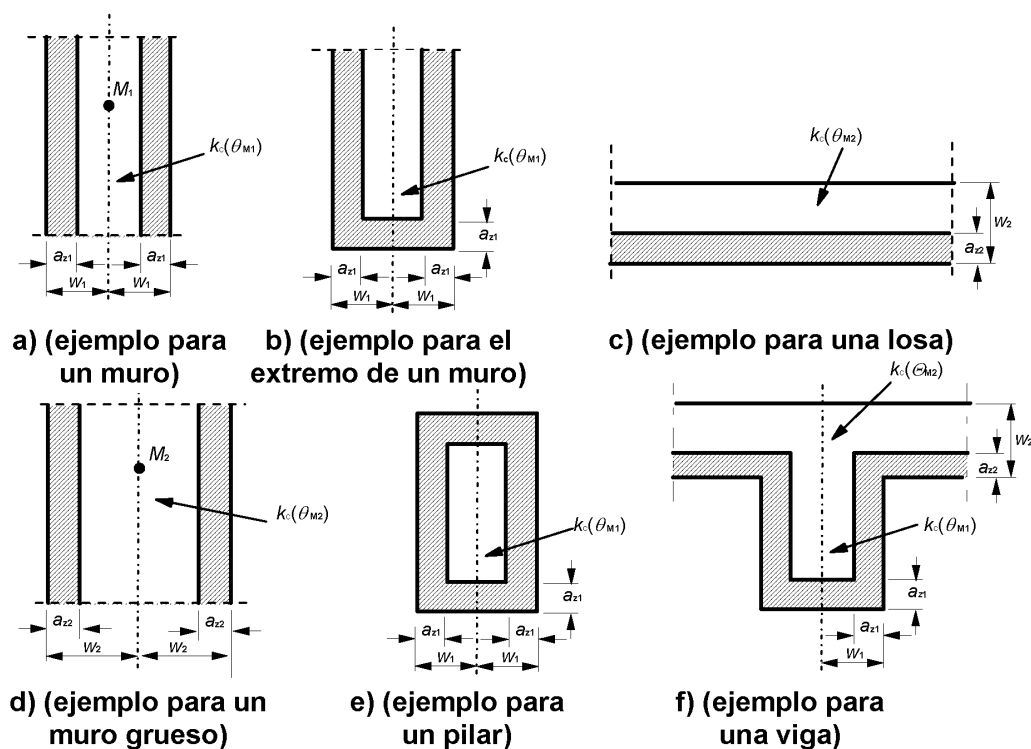


Figura A20.B.3 – Reducción de la resistencia y de la sección transversal para las secciones expuestas al fuego

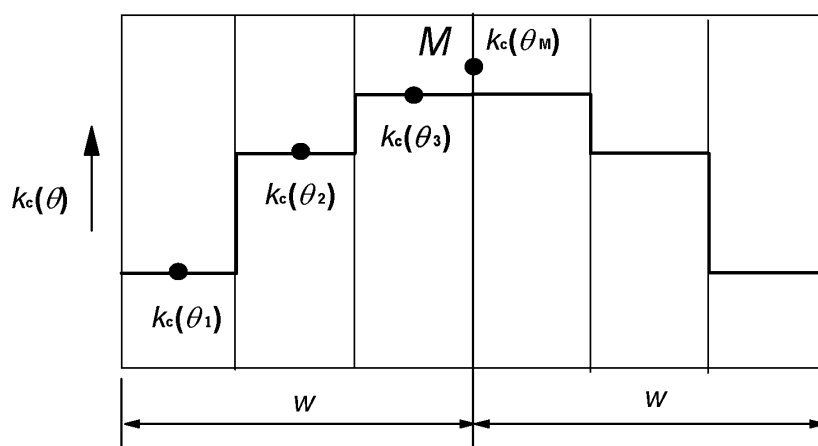


Figura A20.B.4 – División de un muro expuesto al fuego en ambas caras en zonas, para uso en el cálculo de reducción de la resistencia y los valores a_z

(6) El coeficiente medio de reducción para una sección particular, incorporando un coeficiente $(1 - 0,2/n)$ que considere la variación de la temperatura en cada zona, puede calcularse mediante la expresión (B.11):

$$k_{c,m} = \frac{(1 - 0,2/n)}{n} \sum_{i=1}^n k_c(\theta_i) \quad (\text{B.11})$$

donde

n es el número de zonas paralelas en la anchura w ;

w es la mitad de la anchura total;

m es el número de zona.

(7) La anchura de la zona dañada para vigas, losas o placas puede calcularse utilizando la expresión:

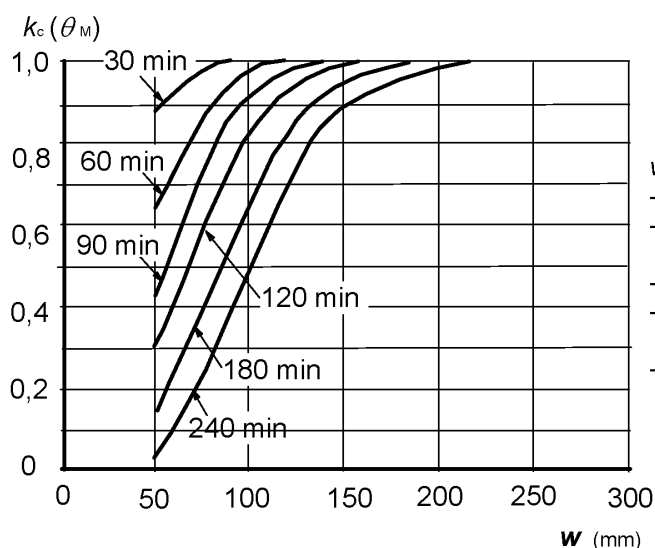
$$a_z = w \left[1 - \frac{k_{c,m}}{k_c(\theta_M)} \right] \quad (\text{B.12})$$

Donde $k_c(\theta_M)$ designa el coeficiente de reducción para el hormigón en el punto M .

(8) Para pilares, muros y otras construcciones donde se produzcan efectos de segundo orden, la anchura de la zona dañada se puede calcular mediante la expresión (B.13).

$$a_z = w \left[1 - \left(\frac{k_{c,m}}{k_c(\theta_M)} \right)^{1,3} \right] \quad (\text{B.13})$$

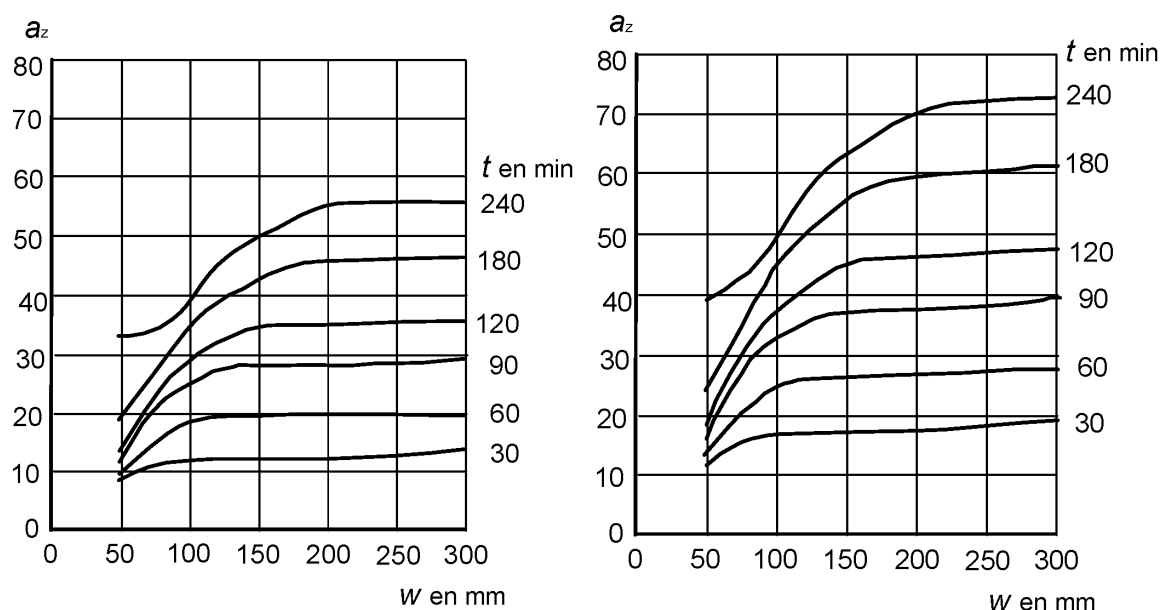
(9) Si se ha obtenido la sección transversal reducida y se ha determinado la resistencia y el módulo de elasticidad para la situación de incendio, el dimensionamiento frente al fuego sigue el procedimiento de cálculo a temperatura ambiente similar al mostrado en la figura A20.B.2 utilizando los valores de $\gamma_{M,fi}$.



w se valora como:

- el espesor de una losa;
- el espesor de un muro o pilar expuesto en una sola cara;
- el semiespesor del alma de una viga;
- el semiespesor de un muro o pilar expuesto en dos caras; o
- la mitad de la menor dimensión de un pilar expuesto por las cuatro caras.

a) Reducción de la resistencia a compresión para una sección transversal reducida de hormigón de áridos silíceos.



b) Reducción de la sección transversal, a_z , de una viga o losa de hormigón de áridos silíceos

c) Reducción de la sección transversal, a_z , de un pilar o muro de hormigón de áridos silíceos

NOTA El valor para el hormigón de áridos silíceos es conservador para la mayor parte del resto de áridos.

Figura A20.B.5 – Reducción de la sección transversal y la resistencia del hormigón suponiendo una curva normalizada tiempo-temperatura

B.3 Evaluación de una sección transversal de hormigón armado expuesta a flexocompresión mediante el método basado en la estimación de curvatura

B.3.1 Pandeo de pilares en la situación de incendio

(1) Este apartado cubre los pilares en los que el comportamiento estructural se ve afectado significativamente por los *efectos de segundo orden* en la situación de incendio.

(2) En la situación de incendio el daño en las capas exteriores del elemento debido a las altas temperaturas, combinado con la reducción del módulo de elasticidad en las capas interiores, produce a una reducción de la rigidez de los elementos estructurales en la situación de incendio. Debido a este hecho, los efectos de segundo orden pueden ser significativos para pilares en la situación de incendio aunque, a temperatura ambiente, su efecto sea despreciable.

(3) La evaluación de un pilar en la situación de incendio como un elemento aislado puede hacerse utilizando un método basado en la estimación de curvatura (véase el apartado 5 del Anejo 19 del Código Estructural) si se aplican las reglas siguientes.

(4) Para estructuras arriostradas de edificios, no es necesario considerar las acciones

indirectas del fuego si no se tiene en cuenta la reducción de los momentos de primer orden debida a la reducción de la rigidez del pilar.

(5) Puede tomarse la longitud eficaz en la situación de incendio, $l_{0,fi}$, como igual a l_0 a temperatura normal como una simplificación conservadora. Para una estimación más precisa puede tenerse en cuenta el aumento de la coacción relativa en los extremos del pilar debido a la reducción de su rigidez. Para este propósito puede utilizarse la sección transversal reducida del pilar dada por el método indicado en el apartado B.2. Debería tenerse en cuenta que la rigidez equivalente de la sección reducida del hormigón en este caso debería ser:

$$(EI)_z = [k_c(\theta_M)]^2 \cdot E_c \cdot I_z$$

donde

$k_c(\theta_M)$ es un coeficiente de reducción para el hormigón en el punto M (véase el apartado B.2);

E_c es el módulo elástico del hormigón a temperatura normal;

I_z es el momento de inercia de la sección reducida.

El módulo elástico de la armadura es $E_{s,\theta}$ (véase la tabla A20.3.2).

B.3.2 Procedimiento de evaluación de la resistencia al fuego de las secciones de pilares

(1) Este método es válido sólo para la evaluación de pilares en estructuras arriostradas.

(2) Se determinan las curvas de las isothermas para la exposición al fuego especificado, al fuego normalizado o al fuego paramétrico.

(3) Se divide la sección transversal en zonas con temperatura media aproximada de 20 °C, 100 °C, 200 °C, 300 °C ... hasta 1 100 °C (véase la figura A20.B.6).

(4) Se determinan la anchura w_{ij} , el área A_{cij} y las coordenadas x_{ij} y y_{ij} del centro de cada zona.

(5) Se determina la temperatura de las barras de refuerzo. La temperatura de la barra individual de la armadura puede evaluarse a partir de los perfiles de temperatura indicados en el apéndice A o en los manuales, y se toma como la temperatura en el centro de la barra.

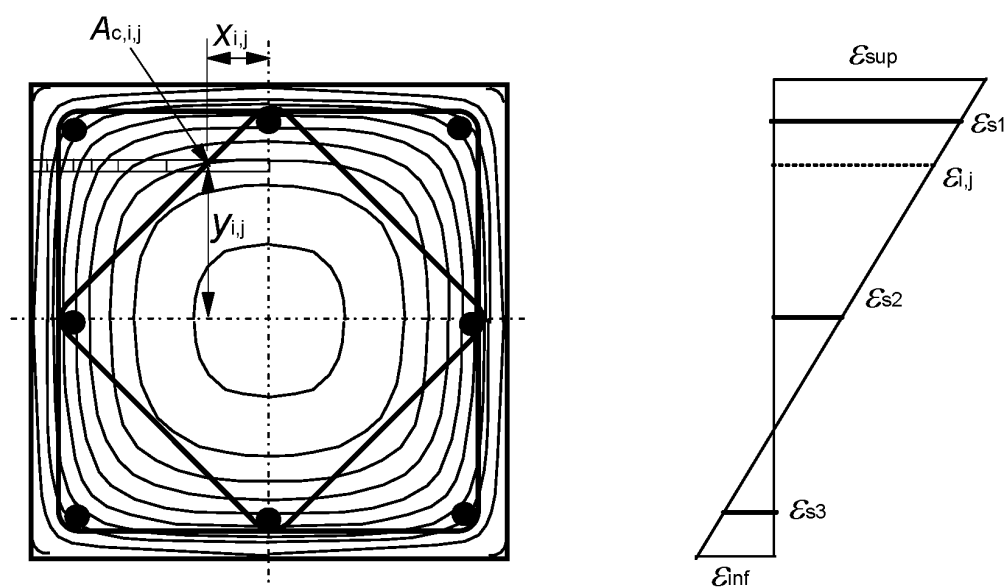


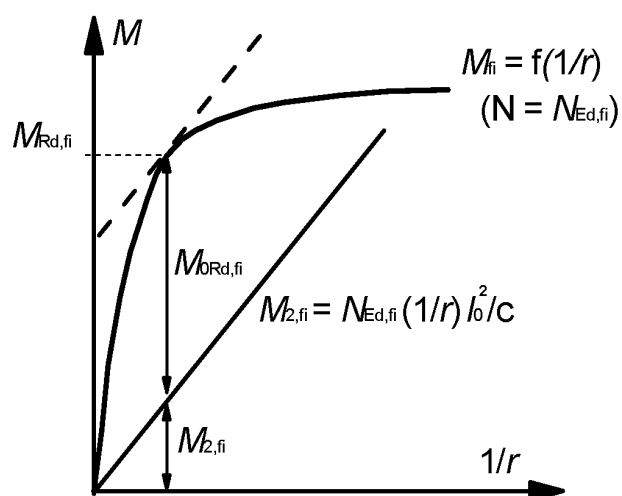
Figura A20.B.6 – División de la sección transversal de pilares en zonas con una temperatura aproximadamente uniforme

(6) Se determina el diagrama momento-curvatura para $N_{Ed,fi}$ utilizando, para cada barra de la armadura y para cada zona de hormigón, el diagrama tensión-deformación correspondiente de acuerdo con los apartados 3.2.2.1 (figura A20.3.1 y tabla A20.3.1), 3.2.3 (figura A20.3.3 y tabla A20.3.2) y, si procede, 3.2.4 (tabla A20.3.3) y 3.2.2.2.

(7) Se utilizan los métodos de cálculo convencionales para determinar el momento resistente último, $M_{Rd,fi}$, junto con el esfuerzo axial concomitante, $N_{Ed,fi}$, y el momento nominal de segundo orden, $M_{2,fi}$, para la curvatura correspondiente.

(8) Se determina el momento resistente último de primer orden, $M_{0Rd,fi}$, para la exposición al fuego especificada y $N_{Ed,fi}$ como la diferencia entre el momento resistente último, $M_{Rd,fi}$, y el momento nominal de segundo orden, $M_{2,fi}$, así calculado. Véase la figura A20.B.7.

(9) Se compara el momento resistente último de primer orden, $M_{0Rd,fi}$, con el valor de cálculo del momento flector de primer orden para la situación de incendio $M_{0Ed,fi}$.



Donde c es un coeficiente (≈ 10) función de la distribución de curvaturas (véase 5.8 del Anejo 19).

$$M_{0Rd,fi} \geq M_{0Ed,fi}$$

Figura A20.B.7 – Determinación del momento resistente último ($M_{Rd,fi}$), del momento de segundo orden ($M_{2,fi}$) y del momento resistente último de primer orden ($M_{0Rd,fi}$)

Apéndice C. Recomendaciones sobre pandeo de pilares en la situación de incendio

Nota: No se establecen criterios específicos sobre el pandeo de pilares en caso de incendio, aunque en tales casos, se recomienda la realización de estudios específicos.

Apéndice D. Métodos recomendados de cálculo del esfuerzo cortante, la torsión y el anclaje de las armaduras

NOTA Las roturas por esfuerzos cortantes debidos al fuego son muy poco comunes. No obstante, los métodos de cálculo dados en este anexo no se han verificado completamente.

D.1 Reglas generales

(1) La resistencia a cortante, torsión y anclaje puede calcularse de acuerdo con los métodos dados en el Anejo 19 del Código Estructural, utilizando las propiedades reducidas de los materiales y un pretensado reducido para cada parte de la sección transversal.

(2) Cuando se utiliza el método de cálculo simplificado indicado en el apartado 4.2, se puede aplicar el Anejo 19 directamente a la sección transversal reducida.

(3) Cuando se utiliza el método de cálculo simplificado indicado en el apartado 4.2, si no se dispone ninguna armadura de cortante o si la resistencia a cortante se basa principalmente en la resistencia a tracción reducida del hormigón, es necesario considerar el comportamiento real frente a cortante del hormigón a temperaturas elevadas.

A falta de información más precisa relativa a la reducción de la resistencia a tracción del hormigón, pueden aplicarse los valores de $k_{ct}(\theta)$ dados en la figura A20.3.2.

(4) Cuando se utiliza el método de cálculo simplificado indicado en el apartado 4.2 para elementos en los que la resistencia a cortante depende de la resistencia a tracción, debería prestarse especial atención a los casos en los que las fuerzas de tracción se producen por distribuciones no lineales de temperatura (por ejemplo losas huecas, vigas gruesas, etc.). Se debería considerar una reducción en la resistencia a cortante de acuerdo con estas tensiones de tracción adicionales.

D.2 Armadura de cortante y torsión

(1) Para la evaluación de la resistencia a acciones normales (axil y flexión) el perfil de temperatura puede determinarse sin tener en cuenta el acero y asignando a la armadura la temperatura en el hormigón en el mismo punto.

(2) Esta aproximación es aceptable para la armadura longitudinal, pero no es estrictamente verdadera para los cercos (véase la figura A20.D.1). Los cercos atraviesan zonas con diferentes temperaturas (generalmente las esquinas y la parte inferior de una viga están más calientes que la parte superior) y distribuyen el calor desde la zona más caliente a la más fría. Por tanto, la temperatura de un cerco es menor que la del hormigón circundante y tiende a hacerse uniforme a lo largo de toda su longitud.

(3) Despreciando incluso este pequeño efecto favorable, el cerco no está sometido a

una tensión uniforme en su toda longitud; de hecho, las máximas tensiones se producen cerca de las fisuras por esfuerzo cortante o torsión. Es por tanto necesario definir una temperatura de referencia evaluada en una posición significativa en la sección transversal.

(4) Tomando como base esta temperatura de referencia, se determina la resistencia a esfuerzo cortante o torsión en la situación de incendio del modo siguiente.

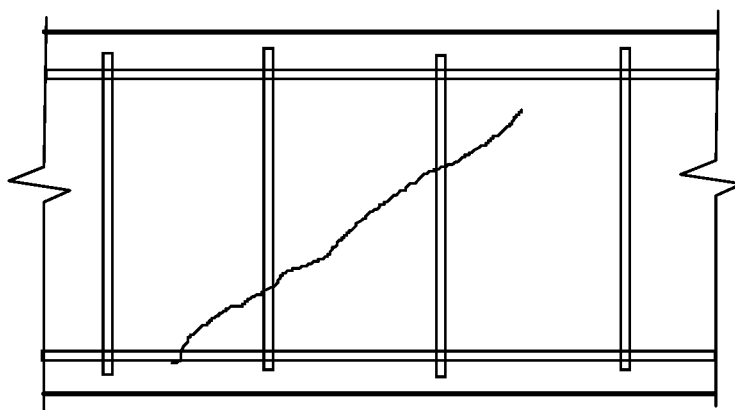


Figura A20.D.1 – Las fisuras por cortante atraviesan los cercos a varios niveles por encima de la armadura de flexión

D.3 Procedimiento de cálculo para la evaluación de la resistencia a esfuerzo cortante de una sección transversal de hormigón armado

(1) Se calcula la geometría reducida de la sección transversal como se indica en los apartados B.1 o B.2.

(2) Se determina la resistencia a compresión residual del hormigón como se indica en los apartados B.1 o B.2 (resistencia total $f_{cd,fi} = f_{cd,fi}(20)$ dentro de la isoterma 500 °C cuando se aplica el método de la isoterma 500 °C o resistencia reducida $f_{cd,fi} = k_c(\theta_M) \cdot f_{cd,fi}(20)$ cuando se aplica el método de zona).

(3) Se determina la resistencia a tracción residual del hormigón como se indica en los apartados B.1 o B.3 (resistencia total $f_{ctd,fi} = f_{ctd,fi}(20)$ dentro de la isoterma 500 °C cuando se aplica el método de la isoterma 500 °C o resistencia reducida $f_{ctd,fi} = k_{ct}(\theta_M) f_{ctd,fi}(20)$ cuando se aplica el método de zona). Los valores de $k_{ct}(\theta)$ pueden encontrarse en la figura A20.3.2.

(4) Se determina el área eficaz de tracción del hormigón (véase el apartado 7 del Anejo 19 del Código Estructural) delimitada en su parte superior por la sección a-a (figura A20.D.2).

(5) Se determina la temperatura de referencia, θ_P , en los cercos como la temperatura en el punto P (intersección de la sección a-a con el cerco) como se muestra en figura A20.D.2. La temperatura del acero puede calcularse mediante un programa de ordenador o utilizando perfiles de temperatura (como se indica en el apéndice A).

(6) La reducción de la resistencia de cálculo del acero en los cercos se debería realizar respecto a la temperatura de referencia $f_{sd,fi} = k_s(\theta) f_{sd}(20)$.

(7) Los métodos de cálculo para el dimensionamiento y la comprobación a esfuerzo cortante indicados en el Anejo 19 del Código Estructural pueden aplicarse directamente a la sección transversal reducida, utilizando la resistencia reducida del acero y del hormigón como se ha indicado anteriormente.

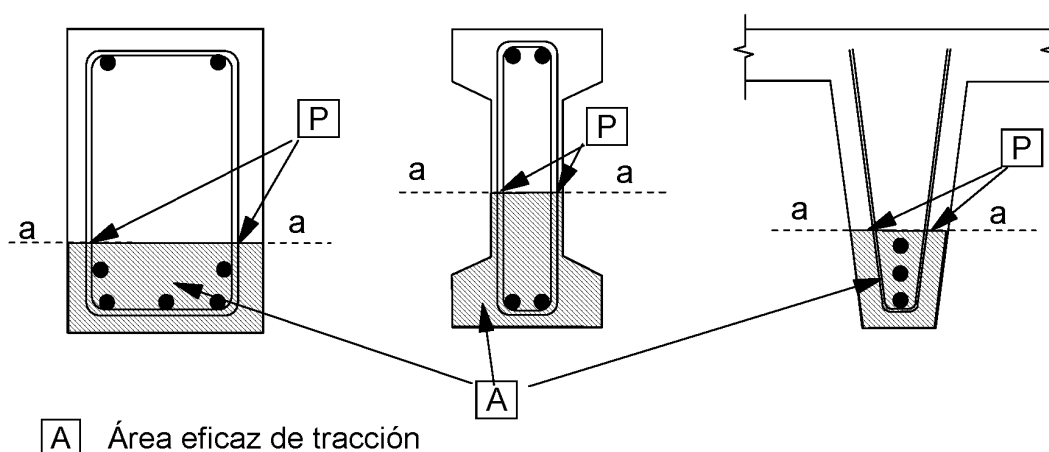


Figura A20.D.2 – La temperatura de referencia θ_p debería evaluarse en los puntos P a lo largo de la línea 'a -a' para el cálculo de la resistencia a esfuerzo cortante. El área eficaz de tracción puede obtenerse del Anejo 19 (ELS de fisuración)

D.4 Procedimiento de cálculo para la evaluación de la resistencia a torsión de una sección transversal de hormigón armado

(1) Se aplican las reglas (1) a (3) del apartado D.3.

(2) Se determina la temperatura de referencia, θ_p , en los cercos como la temperatura en el punto P (intersección del segmento a-a con el cerco) como se muestra en la figura A20.D.3. La temperatura del acero pueden calcularse mediante un programa de ordenador o utilizando perfiles de temperatura (como se indica en el apéndice A).

(3) La reducción de la resistencia de cálculo del acero en los cercos se debería realizar respecto a la temperatura de referencia $f_{sd,fi} = k_s(\theta) f_{sd}(20)$.

(4) Los métodos de cálculo para el dimensionamiento y la comprobación a torsión indicados en el Anejo 19 del Código Estructural pueden aplicarse directamente a la sección transversal reducida, utilizando la resistencia reducida del acero y del hormigón como se ha indicado anteriormente.

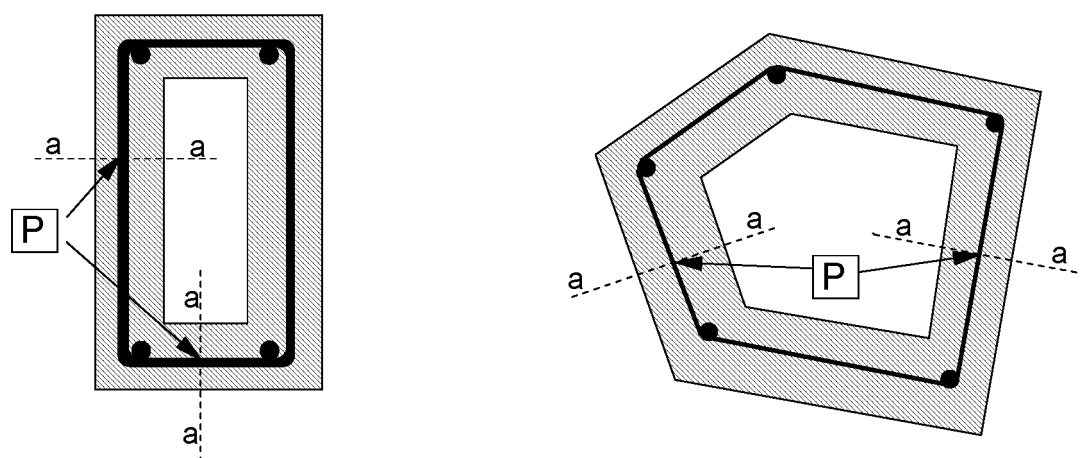


Figura A20.D.3 – La temperatura de referencia θ_p debería evaluarse en los puntos **P** a lo largo de la línea 'a -a' para el cálculo de la resistencia a torsión.

Apéndice E. Método de cálculo simplificado para vigas y losas recomendado.

E.1 Generalidades

(1) Este método simplificado sólo se aplica cuando la carga se distribuye predominantemente de modo uniforme y el cálculo a temperatura ambiente se basa en un análisis lineal o en un análisis lineal con redistribución limitada, como se describe en el apartado 5 del Anejo 19 del Código Estructural.

NOTA El método puede aplicarse a vigas o losas continuas en las que la redistribución de momentos es superior al 15% si se dispone de una capacidad rotacional suficiente en los apoyos para las condiciones de exposición al fuego requeridas.

(2) Este método de cálculo simplificado permite una extensión del uso del método de los datos tabulados para vigas expuestas en tres caras y para losas, tablas A20.5.5 a A20.5.11. Permite determinar el efecto sobre la resistencia a flexión para situaciones en las que el recubrimiento mecánico de las armaduras inferiores, a , es menor que la requerida en las tablas.

Las dimensiones mínimas de la sección transversal ($b_{\min}$, b_w , h_s) dadas en las tablas A20.5.5 a A20.5.11 no se deberían reducir.

Este método utiliza los coeficientes de reducción de la resistencia basados en la figura A20.5.1.

(3) Este método simplificado puede utilizarse para justificar la reducción del recubrimiento mecánico a . Por lo demás deberían seguirse las reglas dadas en los apartados 5.6 y 5.7. Este método no es válido para vigas continuas en las que, en las áreas de momento negativo, la anchura $b_{\min}$ o b_w es menor de 200 mm y la altura h_s es menor que $2b$, donde $b_{\min}$ es el valor dado en la columna 5 de la tabla A20.5.5.

E.2 Losas y vigas con apoyo simple

(1) Debería comprobarse que

$$M_{Ed,fi} \leq M_{Rd,fi} \quad (E.1)$$

(2) Las cargas en la situación de incendio deberían determinarse a partir de la normativa específica vigente.

(3) El valor de cálculo del momento máximo de fuego $M_{Ed,fi}$ para una carga repartida predominantemente de modo uniforme puede calcularse utilizando la expresión (E.2).

$$M_{Ed,fi} = w_{Ed,fi} l_{eff}^2 / 8 \quad (E.2)$$

donde

$w_{Ed,fi}$ es la carga uniformemente repartida (kN/m) en la situación de incendio;

l_{eff} es la longitud eficaz de la viga o de la losa;

(4) El momento de la resistencia $M_{Rd,fi}$ para el cálculo de la situación incendio puede obtenerse utilizando la expresión (E.3).

$$M_{Rd,fi} = (\gamma_s / \gamma_{s,fi}) \times k_s(\theta) \times M_{Ed} (A_{s,prov} / A_{s,req}) \quad (E.3)$$

donde

γ_s es el coeficiente parcial de seguridad para el acero utilizado en el Anejo 19 del Código Estructural;

$\gamma_{s,fi}$ es el coeficiente parcial de seguridad para el acero en la situación de incendio;

$k_s(\theta)$ es un coeficiente de reducción de la resistencia del acero para la temperatura θ dada, para la resistencia al fuego requerida. θ puede tomarse del anexo A para el recubrimiento mecánico elegido;

M_{Ed} es el momento aplicado para el dimensionamiento a temperatura ambiente en el Anejo 19;

$A_{s,prov}$ es el área del acero de tracción dispuesto;

$A_{s,req}$ es el área de acero de tracción requerido para el dimensionamiento a temperatura ambiente en el Anejo 19.

No debería tomarse un $A_{s,prov} / A_{s,req}$ mayor de 1,3.

E.3 Losas y vigas continuas

(1) Debería asegurarse un equilibrio estático de los esfuerzos cortantes y los momentos flectores en toda la longitud de las vigas y losas continuas sometidas a las condiciones de cálculo en la situación de incendio.

(2) Para satisfacer el equilibrio en el cálculo de fuego se permite la redistribución de momentos desde el vano al apoyo si se dispone una sección suficiente de armadura sobre los apoyos para soportar la carga de cálculo en la situación de incendio. Esta armadura debería prolongarse hasta una distancia suficiente en el vano para asegurar una envolvente de momentos flectores segura.

(3) El momento resistente $M_{Rd,fi,Span}$ de la sección de máximo momento flector positivo debería calcularse para la situación de incendio de acuerdo con el punto (4) del apartado E.2. El momento flector libre máximo para cargas aplicadas en la situación de incendio para una carga uniformemente repartida, $M_{Ed,fi} = w_{Ed,fi} l_{eff}^2 / 8$, se debería ajustar a partir de este momento resistente, de manera que los momentos de apoyo $M_{Rd1,fi}$ y $M_{Rd2,fi}$ estén equilibrados según se muestra en la figura A20.E.1. Esto puede realizarse eligiendo el

momento a equilibrar en un extremo como igual o menor que el momento resistente en dicho apoyo (calculado utilizando la expresión (E.4)) y calculando después el momento requerido en el otro apoyo.

(4) A falta de cálculos más rigurosos, el momento resistente en los apoyos para el dimensionamiento en la situación de incendio puede calcularse utilizando la expresión (E.4).

$$M_{Rd,fi} = (\gamma_s / \gamma_{s,fi}) M_{Ed} (A_{s,prov} / A_{s,req}) (d - a) / d \quad (E.4)$$

donde

γ_s , $\gamma_{s,fi}$, M_{Ed} , $A_{s,prov}$, $A_{s,req}$ se definen en el apartado E.2;

a es el recubrimiento mecánico requerido de las armaduras inferiores, dada en la columna 5 de la tabla A20.5.5 para vigas y en la columna 3 de la tabla A20.5.8 para losas;

d es el canto útil de la sección.

No debería tomarse un $A_{s,prov} / A_{s,req}$ mayor de 1,3.

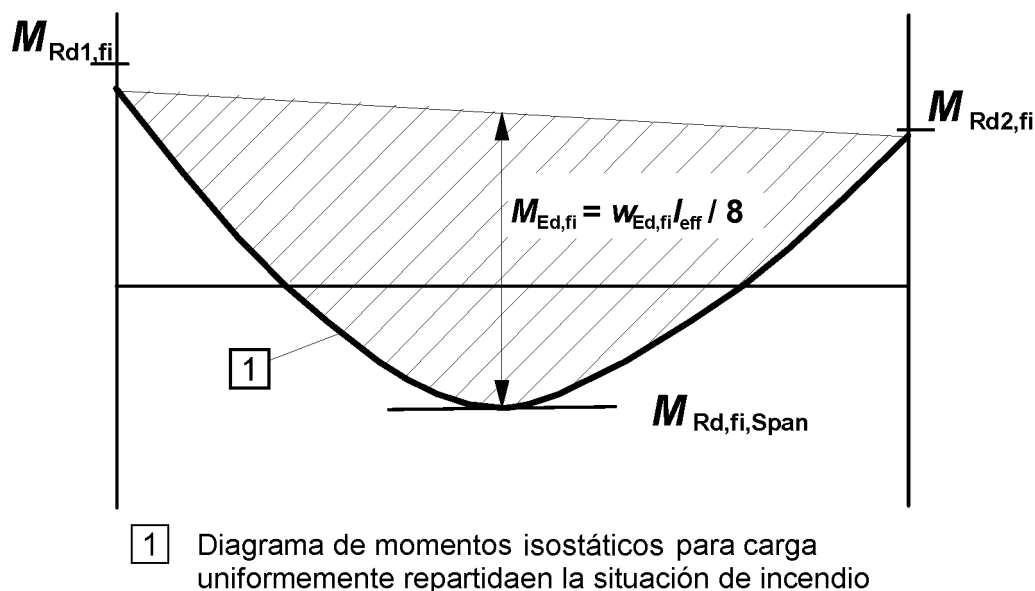


Figura A20.E.1 – Posicionamiento diagrama de momentos isostáticos $M_{Ed,fi}$ para alcanzar el equilibrio

(5) La expresión (E.4) es válida cuando la temperatura del acero de la parte superior sobre los apoyos no supera 350 °C para las barras de la armadura pasiva y ni 100 °C para los tendones de la armadura activa.

Para temperaturas mayores, debería reducirse $M_{Rd,fi}$ por $k_s(\theta_{cr})$ o $k_p(\theta_{cr})$ de acuerdo con la figura A20.5.1.

(6) Debería comprobarse la longitud de decalaje $l_{bd,fi}$ requerida en la situación de incendio. Esta longitud puede calcularse utilizando la expresión (E.5).

$$l_{bd,fi} = (\gamma_s / \gamma_{s,fi}) (\gamma_{c,fi} / \gamma_c) \cdot l_{bd} \quad (E.5)$$

donde l_{bd} se indica en el apartado 8 del Anejo 19 del Código Estructural.

Se deberían prolongar las barras de la armadura más allá del apoyo hasta una distancia $l_{bd,fi}$ del punto relevante de momento nulo, calculado como se indica en el punto (3) del apartado E.3.

Anejo 21

Proyecto de estructuras de hormigón. Reglas de proyecto en puentes de hormigón

Contenido

1	GENERALIDADES	5
1.1	ALCANCE	5
1.1.1	<i>Alcance del Anejo</i>	<i>5</i>
1.1.2	NOTACIÓN.....	5
2	BASES DE CÁLCULO	12
3	MATERIALES	13
3.1	HORMIGÓN	13
3.1.1	<i>Resistencia</i>	<i>13</i>
3.1.2	<i>Resistencias de cálculo a compresión y tracción</i>	<i>14</i>
3.2	ARMADURA PASIVA	14
3.2.1	<i>Características de ductilidad.....</i>	<i>14</i>
4	DURABILIDAD Y RECUBRIMIENTO DE ARMADURAS	15
4.2	CONDICIONES AMBIENTALES.....	15
4.3	REQUISITOS PARA LA DURABILIDAD.....	15
4.4	MÉTODOS DE COMPROBACIÓN	15
4.4.1.	RECUBRIMIENTO DEL HORMIGÓN, C_{MIN}	15
4.4.1.2	<i>Recubrimiento mínimo de hormigón, c_{min}</i>	<i>15</i>
5	ANÁLISIS ESTRUCTURAL	17
5.1	GENERALIDADES	18
5.1.1	<i>Requisitos generales.....</i>	<i>18</i>
5.1.2	<i>Hipótesis de carga y combinaciones.....</i>	<i>18</i>
5.2	IMPERFECCIONES GEOMÉTRICAS.....	18
5.3	MODELIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA	19
5.3.1	<i>Modelos estructurales para análisis globales.....</i>	<i>19</i>
5.3.2	<i>Parámetros geométricos</i>	<i>19</i>
5.3.2.1	<i>Luz efectiva de vigas y losas</i>	<i>19</i>
5.4	ANÁLISIS ELÁSTICO LINEAL CON REDISTRIBUCIÓN LIMITADA.....	19
5.5	ANÁLISIS PLÁSTICO	20
5.5.1	<i>Generalidades.....</i>	<i>20</i>
5.5.2	<i>Análisis plástico de vigas, pórticos y losas.....</i>	<i>20</i>
5.5.3	<i>Capacidad de giro</i>	<i>20</i>
5.6	ANÁLISIS NO LINEAL	20
5.7	ANÁLISIS DE LOS EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN CON ESFUERZO AXIL	22
5.7.1	<i>Fluencia.....</i>	<i>22</i>
5.8	ELEMENTOS Y ESTRUCTURAS PRETENSADAS	22
5.8.1	<i>Generalidades.....</i>	<i>22</i>
5.8.2	<i>Efectos del pretensado en el estado límite último.....</i>	<i>22</i>
6	ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS (ELU)	23

6.1	FLEXIÓN SIMPLE O COMPUESTA.....	24
6.2	ESFUERZO CORTANTE.....	25
6.2.1	<i>Elementos que no requieren armadura de cortante.....</i>	25
6.2.2	<i>Elementos que requieren armadura de cortante.....</i>	27
6.2.3	<i>Esfuerzo rasante entre el alma y las alas en secciones en T.....</i>	30
6.2.4	<i>Esfuerzo rasante en el contacto entre hormigones de diferentes edades.....</i>	31
6.2.5	<i>Esfuerzo cortante y flexión transversal.....</i>	31
6.3	TORSIÓN.....	31
6.3.1	<i>Procedimiento de cálculo.....</i>	31
6.4	ZONAS PARCIALMENTE CARGADAS.....	34
6.5	FATIGA.....	34
6.5.1	<i>Condiciones de comprobación.....</i>	34
6.5.2	<i>Procedimiento de comprobación para armaduras pasivas y activas.....</i>	35
6.5.3	<i>Comprobación del hormigón sometido a compresión o cortante.....</i>	35
6.6	ELEMENTOS DE MEMBRANA.....	36
7	ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO (ELS).....	38
7.1	LIMITACIÓN DE TENSIONES.....	38
7.2	CONTROL DE LA FISURACIÓN.....	38
7.2.1	<i>Consideraciones generales.....</i>	38
7.2.2	<i>Áreas mínimas de armadura.....</i>	39
7.2.3	<i>Control de la fisuración sin cálculos directos.....</i>	41
7.2.4	<i>Cálculo de la abertura de fisura.....</i>	41
7.3	CONTROL DE DEFORMACIONES.....	41
7.3.1	<i>Consideraciones generales.....</i>	41
8	DEFINICIÓN DE LOS DETALLES DE PROYECTO DE LAS ARMADURAS PASIVAS Y ACTIVAS – GENERALIDADES.....	42
8.1	GRUPOS DE BARRAS.....	43
8.1.1	<i>Generalidades.....</i>	43
8.2	ARMADURAS DE PRETENSADO.....	43
8.2.3	<i>Zonas de anclaje de elementos postesados.....</i>	43
8.2.2	<i>Anclajes y empalmes para tendones de pretensado.....</i>	43
9	DEFINICIÓN DE LOS DETALLES DE PROYECTO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES Y REGLAS PARTICULARES.....	45
9.1	GENERALIDADES.....	45
9.2	VIGAS.....	46
9.2.1	<i>Armadura de cortante.....</i>	46
9.3	SOPORTES.....	46
9.3.1	<i>Armadura transversal.....</i>	46
9.4	VIGAS DE GRAN CANTO.....	46
9.5	CIMENTACIONES.....	46
9.5.1	<i>Encepados.....</i>	46

10	REGLAS ADICIONALES PARA ELEMENTOS ESTRUCTURALES Y ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN PREFABRICADO	47
10.1	GENERALIDADES	47
11	ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN LIGERO	48
11.1	DISPOSICIONES CONSTRUCTIVAS DE LOS ELEMENTOS Y REGLAS PARTICULARES	48
12	ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN EN MASA Y LIGERAMENTE ARMADAS	49
13	CONSIDERACIÓN EN EL PROYECTO DEL PROCESO CONSTRUCTIVO	50
13.1	<i>Generalidades</i>	50
13.2	ACCIONES DURANTE LA EJECUCIÓN	50
13.3	CRITERIO DE COMPROBACIÓN	51
13.3.1	<i>Estados límite últimos</i>	51
13.3.2	<i>Estados límite de servicio</i>	51
	APÉNDICE A. RECOMENDACIONES PARA LA MODIFICACIÓN DE LOS COEFICIENTES PARCIALES DE LOS MATERIALES	52
	APÉNDICE B. MÉTODOS PROPUESTOS PARA ESTIMAR LA DEFORMACIÓN DE FLUENCIA Y RETRACCIÓN	53
B.1	GENERALIDADES	53
B.2	HORMIGÓN DE ALTA RESISTENCIA	54
B.2.1	<i>Retracción autógena</i>	54
B.2.2	<i>Retracción por secado</i>	55
B.2.3	<i>Fluencia</i>	55
B.2.4	<i>Fluencia básica</i>	55
B.2.5	<i>Fluencia por secado</i>	56
B.3	PROCEDIMIENTO EXPERIMENTAL DE IDENTIFICACIÓN	56
B.3.1	<i>Retracción autógena</i>	56
B.3.2	<i>Retracción por secado</i>	57
B.3.3	<i>Fluencia básica</i>	57
B.3.4	<i>Fluencia por secado</i>	57
B.4	ESTIMACIÓN DE LA DEFORMACIÓN DIFERIDA	57
	APÉNDICE C. PROPIEDADES DEL ACERO PARA ARMADURAS PASIVAS ADECUADAS PARA SU UTILIZACIÓN CON ESTE ANEJO	60
	APÉNDICE D. MÉTODO PROPUESTO DE CÁLCULO DETALLADO DE LAS PÉRDIDAS POR RELAJACIÓN DEL PRETENSADO	61
	APÉNDICE E. CLASES RESISTENTES INDICATIVAS PARA LA DURABILIDAD	62
	APÉNDICE F EXPRESIONES PROPUESTAS PARA LA ARMADURA DE TRACCIÓN BAJO CONDICIONES DE TENSIÓN PLANA	63
F.1	GENERALIDADES	63

APÉNDICE G RECOMENDACIONES PARA LA CONSIDERACIÓN DE LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA	65
APÉNDICE H. EFECTOS GLOBALES DE SEGUNDO ORDEN EN ESTRUCTURAS	66
APÉNDICE I. RECOMENDACIONES PARA EL ANÁLISIS DE LOSAS PLANAS Y PANTALLAS	67
I.1. <i>Análisis del pórtico equivalente</i>	<i>67</i>
APÉNDICE J. EJEMPLOS DE DISPOSICIONES CONSTRUCTIVAS PARA SITUACIONES PARTICULARES	68
J.1 ÁREAS PARCIALMENTE CARGADAS	68
J.1.1 Zonas de apoyo en puentes	68
J.1.2 Zonas de anclaje en elementos postesos	69
APÉNDICE KK. MÉTODOS PROPUESTOS PARA EVALUAR LOS EFECTOS ESTRUCTURALES PRODUCIDOS POR EL COMPORTAMIENTO DIFERIDO DEL HORMIGÓN	71
KK.1 INTRODUCCIÓN	71
KK.2 CONSIDERACIONES GENERALES	71
KK.3 MÉTODO GENERAL	72
KK.4 MÉTODO PASO A PASO EN EL TIEMPO	73
KK.5 APLICACIÓN DE LOS TEOREMAS DE LA VISCOELASTICIDAD LINEAL	74
KK.6 MÉTODO DEL COEFICIENTE DE ENVEJECIMIENTO	75
KK.7 FORMULACIÓN SIMPLIFICADA	76
APÉNDICE LL. PROPUESTA PARA LOS ELEMENTOS DE HORMIGÓN TIPO LÁMINA	77
APÉNDICE MM. ESFUERZO CORTANTE Y FLEXIÓN TRANSVERSAL	83
APÉNDICE NN. RECOMENDACIONES PARA LAS TENSIONES DE DAÑO EQUIVALENTE PARA COMPROBACIONES A FATIGA	85
NN.1 GENERALIDADES	85
NN.2 PUENTES DE CARRETERA	85
<i>Se aplicará lo establecido en la Instrucción para acciones de puentes de carretera.</i>	<i>85</i>
NN.2.1 Armadura pasiva y activa	85
NN.3.1 Armadura pasiva y activa	88
NN.3.2 Hormigón sometido a compresión	92
APÉNDICE OO. PROPUESTA DE REGIONES DE DISCONTINUIDAD TIPO EN PUENTES	94
OO.1 DIAFRAGMAS DE TABLEROS DE SECCIÓN CAJÓN CON APOYO DIRECTO DE LAS ALMAS EN LOS APOYOS	94
OO.2 DIAFRAGMAS DE TABLEROS DE SECCIÓN CAJÓN CON APOYO INDIRECTO DE LAS ALMAS EN LOS APOYOS	97
OO.3 DIAFRAGMAS DE TABLEROS EMPOTRADOS EN PILAS	98
OO.4 DIAFRAGMAS DE TABLEROS CON SECCIÓN EN DOBLE T Y APOYOS SITUADOS BAJO LAS ALMAS	99
APÉNDICE PP. FORMATO DE SEGURIDAD PROPUESTO PARA EL ANÁLISIS NO LINEAL	101
PP.1 APLICACIÓN PRÁCTICA	101
APÉNDICE QQ. PROPUESTA PARA EL CONTROL DE LA FISURACIÓN POR CORTANTE EN LAS ALMAS ..	104

1 Generalidades

Son de aplicación las siguientes cláusulas del Anejo 19 del Código Estructural.

1.1.1 (1)	1.1.2 (3)		1.5.2.2
1.1.1 (2)	1.1.2 (4)	1.5.1 (1)	1.5.2.3
1.1.1 (3)	1.2	1.5.2.1	1.5.2.4

1.1 Alcance

1.1.1 Alcance del Anejo .

(1) Este Anejo proporciona una base para el proyecto de puentes y sus elementos constitutivos, de hormigón en masa, armado y pretensado, realizados con áridos convencionales y ligeros.

(2) En este anejo se tratan las siguientes materias:

Apartado 1: Generalidades

Apartado 2: Bases de proyecto

Apartado 3: Materiales

Apartado 4: Durabilidad y recubrimiento de armaduras

Apartado 5: Análisis estructural

Apartado 6: Estados límite últimos (ELU)

Apartado 7: Estados límite de servicio (ELS)

Apartado 8: Detalles de armado con armaduras pasivas y activas – Generalidades

Apartado 9: Detalles constructivos de elementos estructurales y reglas particulares

Apartado 10: Reglas adicionales para elementos estructurales y estructuras de hormigón prefabricado

Apartado 11: Estructuras de hormigón con áridos ligeros

Apartado 12: Estructuras de hormigón en masa y ligeramente armado

Apartado 13: Consideración en el proyecto del proceso constructivo

1.1.2 Notación

Para el propósito de este anejo, será de aplicación la siguiente notación.

Letras latinas mayúsculas

A	Acción accidental
A	Área de la sección
A_c	Área de la sección de hormigón
A_{ct}	Área de la sección de hormigón en tracción
A_p	Área de la sección de armadura activa
A_s	Área de la sección de armadura pasiva
$A_{s,min}$	Área mínima de la sección de armadura pasiva
A_{sw}	Área de la sección de armadura de cortante
D	Diámetro del mandril
D_{Ed}	Coeficiente de daño por fatiga
E	Efecto de una acción
$E_c, E_{c,28}$	Módulo de deformación longitudinal tangente para un hormigón convencional a una tensión de $\sigma_c = 0$ a la edad de 28 días
$E_{c,eff}$	Módulo de deformación longitudinal efectivo 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 para un hormigón convencional a una tensión de $\sigma_c = 0$ en un tiempo t .
E_p	Valor de cálculo del módulo de deformación longitudinal de la armadura activa
E_s	Valor de cálculo del módulo de deformación longitudinal de la armadura pasiva
EI	Rigidez a flexión
ELS	Estado Límite de Servicio
ELU	Estado Límite Último
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 una acción permanente
I	Momento de inercia de la sección de hormigón
J	Función de fluencia
K_c	Coeficiente relativo a los efectos de fisuración y fluencia
K_s	Coeficiente relativo a la contribución de las armaduras

L	Longitud
M	Momento flector
M_{Ed}	Momento flector de cálculo
M_{rep}	Momento flector de fisuración
N	Esfuerzo axil o número de ciclos de carga de fatiga
N_{Ed}	Esfuerzo axil de cálculo (tracción o compresión)
P	Fuerza de pretensado
P_o	Fuerza inicial en el extremo activo del tendón de pretensado en el momento inmediatamente posterior al tesado
Q_k	Valor característico de una acción variable
Q_{fat}	Valor característico de una carga de fatiga
R	Resistencia o función de relajación
S	Esfuerzos
S	Momento estático
T	Momento torsor
T_{Ed}	Momento torsor de cálculo
V	Esfuerzo cortante
V_{Ed}	Esfuerzo cortante de cálculo
Vol	Volumen de tráfico
X	Límite recomendado del porcentaje de tendones empalmados en una sección

Letras latinas minúsculas

a	Distancia
a	Datos geométricos
Δa	Tolerancia para los datos geométricos
b	Ancho total de una sección, o ancho real del ala en una viga en T o en L
b_w	Ancho del alma en una viga T, I o L
c_{min}	Recubrimiento mínimo
d	Diámetro; canto
d	Canto útil de una sección
d_g	Tamaño máximo del árido
e	Excentricidad
f	Frecuencia

f_c	Resistencia del hormigón a compresión
f_{cd}	Resistencia de cálculo del hormigón a compresión
f_{ck}	Resistencia característica del hormigón a compresión ensayado en probeta cilíndrica a los 28 días
f_{cm}	Valor medio de la resistencia del hormigón a compresión ensayado en probeta cilíndrica
f_{ctb}	Resistencia a tracción antes de fisurar en un estado de tensión biaxial
f_{ctk}	Resistencia característica del hormigón a tracción
f_{ctm}	Valor medio de la resistencia del hormigón a tracción
f_{ctx}	Resistencia a tracción adecuada para la evaluación del momento de fisuración
f_p	Resistencia a tracción de las armaduras activas
f_{pk}	Resistencia característica a tracción de las armaduras activas
$f_{p0,1}$	Límite elástico convencional al 0,1% de la armadura activa
$f_{p0,1k}$	Límite elástico característico al 0,1% de la armadura activa
$f_{0,2k}$	Límite elástico característico al 0,2% de la armadura pasiva
f_t	Resistencia a tracción de la armadura pasiva
f_{tk}	Resistencia característica a tracción de la armadura pasiva
f_y	Límite elástico de la armadura pasiva
f_{yd}	Límite elástico de cálculo de la armadura pasiva
f_{yk}	Límite elástico característico de la armadura pasiva
f_{ywd}	Límite elástico de cálculo de la armadura de cortante
h	Altura
h	Canto total de una sección
i	Radio de giro
k	Coeficiente; factor
l	Longitud, luz de vano o altura
m	Masa o componentes de la losa
n	Componentes de la placa
q_{ud}	Valor máximo alcanzado de la combinación en un análisis no lineal
r	Radio o coeficiente de corrección para el pretensado
$1/r$	Curvatura de una sección particular
s	Separación entre fisuras
t	Espesor

t	Instante de tiempo considerado
t_0	Edad del hormigón en el momento de puesta en carga
u	Perímetro de la sección de hormigón, de área A_c
u	Componente del desplazamiento de un punto
v	Componente del desplazamiento de un punto o cortante transversal
w	Componente del desplazamiento de un punto o ancho de fisura
x	Profundidad de la fibra neutra
x, y, z	Coordenadas
x_u	Profundidad de la fibra neutra en ELU tras la redistribución
z	Brazo mecánico

Letras griegas mayúsculas

F	Coeficiente dinámico

Letras griegas minúsculas

α	Ángulo; ratio; coeficiente de los efectos a largo plazo o relación entre tensiones principales
α_e	Relación E_s/E_{cm}
α_h	Coeficiente de reducción para θ_1
β	Ángulo, ratio; coeficiente
γ	Coeficiente parcial de seguridad
γ_A	Coeficiente parcial de seguridad de las acciones accidentales A
γ_C	Coeficiente parcial de seguridad del hormigón
γ_F	Coeficiente parcial de seguridad de las acciones, F
$\gamma_{F,fat}$	Coeficiente parcial de seguridad de las acciones de fatiga
$\gamma_{C,fat}$	Coeficiente parcial de seguridad de la fatiga del hormigón
γ_O	Coeficiente global de seguridad
γ_G	Coeficiente parcial de seguridad de las acciones permanentes, G
γ_M	Coeficiente parcial de una propiedad del material, teniendo en cuenta las incertidumbres en la propiedad del material, la desviación geométrica y el modelo de cálculo utilizado
γ_P	Coeficiente parcial de seguridad de las acciones de pretensado, P
γ_Q	Coeficiente parcial de seguridad de las acciones variables, Q
γ_S	Coeficiente parcial de seguridad de la armadura pasiva o activa

$\gamma_{s,fat}$	Coeficiente parcial de seguridad de la armadura pasiva o activa bajo cargas cíclicas
γ_f	Coeficiente parcial de seguridad de las acciones sin tener en cuenta las incertidumbres del modelo
γ_f	Coeficiente parcial de seguridad de las acciones permanentes sin tener en cuenta las incertidumbres del modelo
γ_m	Coeficientes parciales de la propiedad de un material, teniendo en cuenta únicamente las incertidumbres en la propiedad del material
δ	Incremento; Coeficiente de redistribución
ξ	Función de redistribución de fluencia o relación entre las capacidades adherentes
ζ	Coeficiente de reducción o distribución
ε_c	Deformación de compresión del hormigón
ε_{ca}	Retracción autógena
ε_{cc}	Deformación de fluencia
ε_{cd}	Retracción por secado
ε_{c1}	Deformación de compresión del hormigón correspondiente a la tensión máxima f_c
ε_{cu}	Deformación última de compresión en el hormigón
ε_u	Deformación de la armadura pasiva o activa bajo carga máxima
ε_{uk}	Deformación característica de la armadura pasiva o activa bajo carga máxima
θ	Ángulo
θ_1	Inclinación de las imperfecciones geométricas
λ	Esbeltez o coeficientes de daño equivalente en fatiga
μ	Coeficiente de rozamiento entre los tendones y sus vainas
ν	Coeficiente de Poisson
ν	Coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por cortante
ρ	Densidad seca del hormigón (mediante secado en estufa) en kg/m ³
ρ_{1000}	Valor de la pérdida por relajación (en %) a las 1000 horas, después del tesado 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 de compresión en el hormigón por un esfuerzo axial o de pretensado

σ_{cu}	Tensión de compresión en el hormigón correspondiente a la deformación última de compresión ε_{cu}
τ	Tensión tangencial de torsión
ϕ	Diámetro de una armadura o de una vaina de pretensado
ϕ_n	Diámetro equivalente de un grupo de armaduras
$\varphi(t, t_0)$	Coeficiente de fluencia entre los instantes t_0 y t , relativo a una deformación elástica a los 28 días
φ_{fat}	Coeficiente de impacto de daño equivalente en fatiga
$\varphi(\infty, t_0)$	Coeficiente de fluencia a tiempo infinito
ψ	Coeficientes que definen los valores representativos de las acciones variables
ψ_0	Para valores de combinación
ψ_1	Para valores frecuentes
ψ_2	Para valores cuasi-permanentes
χ	Coeficiente de envejecimiento

2 Bases de cálculo

Son de aplicación todas las cláusulas del Anejo 19.

3 Materiales

Son de aplicación las siguientes cláusulas del Anejo 19.

3.1.1 (1)	3.1.8 (1)	3.3.1 (1)	
3.1.1 (2)	3.1.9 (1)	3.3.1 (2)	
3.1.2 (1)	3.1.9 (2)	3.3.1 (3)	
3.1.2 (3)	3.2.1 (1)	3.3.1 (4)	3.3.6 (1)
3.1.2 (4)	3.2.1 (2)	3.3.1 (5)	3.3.6 (2)
3.1.2 (5)	3.2.1 (3)	3.3.1 (6)	3.3.6 (3)
3.1.2 (6)	3.2.1 (4)	3.3.1 (7)	3.3.6 (4)
3.1.2 (7)	3.2.1 (5)		3.3.6 (5)
3.1.2 (8)	3.2.2 (1)		3.3.6 (6)
3.1.2 (9)	3.2.2 (2)		3.3.6 (7)
3.1.3 (1)	3.2.2 (3)	3.3.1 (11)	3.3.7 (1)
3.1.3 (2)	3.2.2 (4)	3.3.2 (1)	3.3.7 (2)
3.1.3 (3)	3.2.2 (5)		
3.1.3 (4)	3.2.2 (6)	3.3.2 (3)	3.4.1.1 (2)
3.1.3 (5)	3.2.3 (1)		3.4.1.1 (3)
3.1.4 (1)	3.2.4 (2)		
3.1.4 (2)	3.2.5 (1)		
3.1.4 (3)	3.2.5 (2)		
3.1.4 (4)	3.2.5 (3)		3.4.2.1 (1)
3.1.4 (5)	3.2.5 (4)		3.4.2.1 (2)
3.1.4 (6)	3.2.6 (1)		3.4.2.1 (3)
3.1.5 (1)	3.2.7 (1)		3.4.2.2 (1)
3.1.7 (1)	3.2.7 (2)		
3.1.7 (2)	3.2.7 (3)		
3.1.7 (3)	3.2.7 (4)		

3.1 Hormigón

3.1.1 Resistencia

(102) Las clases de resistencia en este anejo se indican por medio de la resistencia característica a compresión del hormigón en probeta cilíndrica a los 28 días f_{ck} , con un valor mínimo de 25 N/mm² y un valor máximo de 90 N/mm²

3.1.2 Resistencias de cálculo a compresión y tracción

(101) El valor de cálculo de la resistencia a compresión f_{cd} se define como:

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

donde:

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

α_{cc} es un coeficiente que tiene en cuenta los efectos a largo plazo en la resistencia a compresión y los efectos desfavorables que resultan de la forma en la que se aplica la carga. Con carácter general se utilizará el valor $\alpha_{cc} = 1,00$. El Autor del proyecto podrá valorar la adopción de un valor inferior, comprendido entre 0,85 y 1,00 en función de las características del elemento. En caso de utilizar hormigón ligero, se tomará $\alpha_{cc} = 0,85$.

(102) El valor de 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 del hormigón, véase el apartado 2.4.2.4 del Anejo 19, y

α_{ct} es un coeficiente que tiene en cuenta los efectos a largo plazo en la resistencia a tracción y los efectos desfavorables que resultan de la forma en la que se aplica la carga. Se utilizará el valor $\alpha_{ct} = 1,00$.

3.2 Armadura pasiva

3.2.1 Características de ductilidad

(101) La armadura deberá tener una ductilidad adecuada, definida por la relación entre la resistencia a tracción y el límite elástico $(f_t/f_y)_k$, así como por la deformación bajo carga máxima ε_{uk} . Para puentes se los tipos S y SD (véase la Tabla 34.2.a).

4 Durabilidad y recubrimiento de armaduras

La durabilidad de las estructuras de hormigón se recoge en el Capítulo 9 de este Código Estructural.

Son de aplicación las siguientes cláusulas del Anejo 19.

4.1 (1)	4.2 (3)	4.4.1.2 (4)	4.4.1.3 (1)
4.1 (2)	4.3 (1)	4.4.1.2 (5)	4.4.1.3 (2)
4.1 (3)	4.3 (2)	4.4.1.2 (7)	4.4.1.3 (3)
4.1 (4)	4.4.1.1 (1)	4.4.1.2 (8)	4.4.1.3 (4)
4.1 (5)	4.4.1.1 (2)	4.4.1.2 (10)	
4.1 (6)	4.4.1.2 (1)	4.4.1.2 (11)	
4.2 (1)	4.4.1.2 (2)	4.4.1.2 (12)	
4.2 (2)	4.4.1.2 (4)	4.4.1.2 (13)	

4.2 Condiciones ambientales

(104) Se debe considerar en el proyecto la penetración del agua o la posibilidad de infiltración del agua desde la calzada hacia el interior de las estructuras aligeradas.

(105) La clase de exposición de una superficie de hormigón protegida mediante impermeabilización deberá ser del tipo XC3.

(106) Si se utilizan sales fundentes, todas las superficies de hormigón expuestas situadas a menos de $x = 6\text{ m}$ metros de la calzada medidos horizontalmente, o a menos de $y = 6\text{ m}$ metros por encima de la calzada, deben considerarse como directamente afectadas por las sales fundentes. Las caras superiores de los apoyos situadas bajo las juntas de dilatación deben considerarse igualmente como directamente afectadas por las sales fundentes.

Las clases de exposición para las superficies directamente expuestas a las sales de deshielo serán XF2 o XF4, según el caso. Además, se dispondrán recubrimientos con los espesores indicados en el apartado 44.3 del Código Estructural.

4.3 Requisitos para la durabilidad

(103) Las armaduras activas exteriores deben cumplir con los requisitos establecidos en el Código Estructural.

4.4 Métodos de comprobación

4.4.1. Recubrimiento del hormigón, $c_{\min}$

4.4.1.2 Recubrimiento mínimo de hormigón, $c_{\min}$

El recubrimiento mínimo debe cumplir lo recogido en los apartados 44.2.1, 44.4 y 44.5 del Código Estructural.

(109) En el caso de que un hormigón se vierta in-situ sobre una superficie de hormigón existente (prefabricado o in-situ), se pueden modificar los requisitos para el recubrimiento entre la armadura y la zona de contacto.

El requisito recomendado es que el recubrimiento sea necesario sólo para satisfacer la condición de adherencia (véase el apartado 4.4.1.2 (3) del Anejo 19), supuesto que se cumplen las siguientes condiciones:

- La superficie existente de hormigón no ha estado expuesta a ambiente exterior más de 28 días.
- La superficie del hormigón existente es rugosa.
- La resistencia característica del hormigón existente es al menos $f_{ck} \geq 25 \text{ N/mm}^2$.

Además, la suma del recubrimiento del hormigón in situ más, en su caso, el espesor del elemento de hormigón existente deberá cumplir lo indicado en el apartado 4.4.1 del Anejo 19.

(114) Los tableros de hormigón visto de puentes de carreteras, que no tengan impermeabilización o revestimiento, deben clasificarse como Clase de Abrasión XM2.

(115) Cuando una superficie de hormigón se encuentre sometida a abrasión por aguas que arrastren hielo o partículas sólidas, el recubrimiento debe incrementarse un mínimo de 10 mm .

5 Análisis estructural

Son de aplicación las siguientes cláusulas del Anejo 19.

5.1.1 (1)	5.6.1 (3)	5.8.5 (2)	5.10.1 (3)
5.1.1 (2)	5.6.1 (4)	5.8.5 (3)	5.10.1 (4)
5.1.1 (3)	5.6.2 (1)		5.10.1 (5)
5.1.1 (4)	5.6.2 (3)	5.8.6 (1)	5.10.2.1 (1)
5.1.1 (5)	5.6.2 (4)	5.8.6 (2)	5.10.2.1 (2)
5.1.1 (6)	5.6.2 (5)	5.8.6 (3)	5.10.2.2 (1)
5.1.1 (7)	5.6.3 (1)	5.8.6 (4)	5.10.2.2 (2)
5.1.2 (1)	5.6.3 (3)	5.8.6 (5)	5.10.2.2 (3)
5.1.2 (2)	5.6.3 (4)	5.8.6 (6)	5.10.2.2 (4)
5.1.2 (3)	5.6.4 (1)	5.8.7.1 (1)	5.10.2.2 (5)
5.1.2 (4)	5.6.4 (2)	5.8.7.1 (2)	5.10.2.3 (1)
5.1.2 (5)	5.6.4 (3)	5.8.7.2 (1)	5.10.3 (1)
5.1.4 (1)	5.6.4 (4)	5.8.7.2 (2)	5.10.3 (2)
5.1.4 (2)	5.6.4 (5)	5.8.7.2 (3)	5.10.3 (3)
5.1.4 (3)	5.7 (1)	5.8.7.2 (4)	5.10.3 (4)
5.2 (1)	5.7 (2)	5.8.7.3 (1)	5.10.4 (1)
5.2 (2)	5.7 (3)	5.8.7.3 (2)	5.10.5.1 (1)
5.2 (3)	5.7 (4)	5.8.7.3 (3)	5.10.5.1 (2)
5.2 (7)	5.8.1	5.8.7.3 (4)	5.10.5.2 (1)
5.3.1 (1)	5.8.2 (1)	5.8.8.1 (1)	5.10.5.2 (2)
5.3.1 (3)	5.8.2 (2)	5.8.8.1 (2)	5.10.5.2 (3)
5.3.1 (4)	5.8.2 (3)	5.8.8.2 (1)	5.10.5.2 (4)
5.3.1 (5)	5.8.2 (4)	5.8.8.2 (2)	5.10.5.3 (1)
5.3.1 (7)	5.8.2 (5)	5.8.8.2 (3)	5.10.5.3 (2)
5.3.2.1 (1)	5.8.2 (6)	5.8.8.2 (4)	5.10.6 (1)
5.3.2.1 (2)	5.8.3.1 (1)	5.8.8.3 (1)	5.10.6 (2)
5.3.2.1 (3)	5.8.3.1 (2)	5.8.8.3 (2)	5.10.6 (3)
5.3.2.1 (4)	5.8.3.2 (1)	5.8.8.3 (3)	5.10.7 (1)
5.3.2.2 (1)	5.8.3.2 (2)	5.8.8.3 (4)	5.10.7 (2)
5.3.2.2 (2)	5.8.3.2 (3)	5.8.9 (1)	5.10.7 (3)
5.3.2.2 (3)	5.8.3.2 (4)	5.8.9 (2)	5.10.7 (4)
5.4 (1)	5.8.3.2 (5)	5.8.9 (3)	5.10.7 (5)
5.4 (2)	5.8.3.2 (6)	5.8.9 (4)	5.10.7 (6)
5.4 (3)	5.8.3.2 (7)	5.9 (1)	5.10.8 (1)
5.5 (1)	5.8.4 (1)	5.9 (2)	5.10.8 (2)
5.5 (2)	5.8.4 (2)	5.9 (3)	5.10.9 (1)
5.5 (3)	5.8.4 (3)	5.9 (4)	5.11 (1)
5.5 (6)	5.8.4 (4)	5.10.1 (1)	5.11 (2)
5.6.1 (2)	5.8.5 (1)	5.10.1 (2)	

5.1 Generalidades

5.1.1 Requisitos generales

(108) Para el análisis de efectos diferidos en puentes se pueden aplicar métodos de cálculo reconocidos.

NOTA: Se puede encontrar más información en el Apéndice KK.

5.1.2 Hipótesis de carga y combinaciones

(101) Al plantear las combinaciones de acciones (véanse el Apartado 6 del Anexo 18, deberán considerarse las hipótesis de carga que den lugar a las pésimas condiciones de cálculo en todas las secciones de la estructura considerada o en cualquiera de sus partes, sin adoptar simplificaciones específicas en el tratamiento de las acciones. El autor del proyecto valorará, en su caso, el empleo de hipótesis de cálculo simplificadas.

5.2 Imperfecciones geométricas

(104) Las disposiciones (105) y (106) de este apartado y la disposición (7) del apartado 5.2 del Anejo 19 son de aplicación a elementos sometidos a compresión simple y estructuras con carga vertical. Los valores numéricos corresponden a desviaciones normales en la ejecución (con un control de ejecución normal, de acuerdo al apartado 14.3 del Código Estructural). Cuando se apliquen otras desviaciones de ejecución, los valores numéricos se ajustarán de acuerdo con dichas desviaciones.

(105) Las imperfecciones pueden representarse por una inclinación θ_l , dada por

$$\theta_l = \theta_0 \alpha_h \quad (5.101)$$

donde:

θ_0 es el valor básico y es igual a 1/200.

α_h es el coeficiente de reducción por la longitud o altura:

$$\alpha_h = 2/\sqrt{l}; \alpha_h \leq 1$$

l es la longitud o altura [m]

(106) Para puentes arco, la forma de las imperfecciones en los planos horizontal y vertical debe basarse en la forma de los modos principales de pandeo horizontal y vertical, respectivamente. Cada modo debe representarse por un perfil sinusoidal, tomándose una amplitud de $a = \theta_1 \frac{l}{2}$, donde l es la mitad de la longitud de onda.

Las disposiciones (8) y (9) del apartado 5.2 del Anejo 19 no son de aplicación.

5.3 Modelización de la estructura

5.3.1 Modelos estructurales para análisis globales

Las disposiciones (2) y (6) del apartado 5.3.1 del Anejo 19 no son de aplicación.

5.3.2 Parámetros geométricos

5.3.2.1 Luz efectiva de vigas y losas

NOTA: Las disposiciones (1), (2) y (3) del Anejo 19 son de aplicación, aunque el título de la cláusula se refiera a edificación.

(104) En el caso de una viga o losa continua sobre un apoyo, que se pueda considerar que no coacciona el giro (por ejemplo, sobre muros) y en el análisis se considere como apoyo puntual, el momento de cálculo en el apoyo, obtenido bajo la hipótesis de una luz igual a la distancia entre centros de apoyos, puede reducirse en una cantidad ΔM_{Ed} , tal como sigue:

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

donde:

$F_{Ed,sup}$ es la reacción de cálculo en el apoyo

t se tomará igual a la anchura del apoyo.

5.4 Análisis elástico lineal con redistribución limitada

(104) En vigas o losas continuas que:

- estén solicitadas principalmente a flexión y
- tengan una relación entre luces de vanos adyacentes dentro de un rango comprendido entre 0,5 y 2,

la redistribución de momentos flectores se puede llevar a cabo sin comprobar de forma explícita la capacidad de giro, si se cumple que:

$$\delta \geq k_1 + k_2 x_u / d \quad \text{para } f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2 \quad (5.10a)$$

$$\delta \geq k_3 + k_4 x_u / d \quad \text{para } f_{ck} > 50 \text{ N/mm}^2 \quad (5.10b)$$

$$\delta \geq k_5 \quad \text{si se utilizan armaduras de tipos S y SD (véase la Tabla 34.2.a)}$$

No se permite redistribución alguna si se utilizan en aceros de tipo T (véase la Tabla 34.3)

donde:

δ es la relación existente entre el momento redistribuido y el momento 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

$$k_1 = 0,44.$$

$$k_2 = 1,25(0,6 + 0,0014/\varepsilon_{cu2}).$$

$$k_3 = 0,54.$$

$$k_4 = 1,25(0,6 + 0,0014/\varepsilon_{cu2}).$$

$$k_5 = 0,85.$$

NOTA: Se pueden utilizar los límites del Anejo 19 para el dimensionamiento de losas macizas.

(105) La redistribución no se debe llevar a cabo en circunstancias en las cuales la capacidad de giro no pueda definirse con confianza (por ejemplo en puentes curvos o esviados).

5.5 Análisis plástico

5.5.1 Generalidades

(101) Los métodos basados en un análisis plástico únicamente se podrán utilizar para la comprobación en ELU, siempre que lo permita la propiedad.

5.5.2 Análisis plástico de vigas, pórticos y losas

(102) La ductilidad necesaria se considerará satisfecha si se cumplen las condiciones siguientes:

- i) Se limita el área de la armadura de tracción, de forma que en cualquier sección
$$x_u/d \leq 0,15 \text{ para hormigones con clases resistentes } f_{ck} \leq 50$$
$$\leq 0,10 \text{ para hormigones con clases resistentes } f_{ck} \geq 55$$
- ii) Las armaduras pasivas son de tipos S y SD.
- iii) La relación entre los momentos en apoyos intermedios y los momentos en centro de vano se encuentra en un rango comprendido entre 0,5 y 2.

NOTA: Se pueden utilizar los límites del Anejo 19 del Código Estructural para el dimensionamiento de losas macizas.

5.5.3 Capacidad de giro

(102) En las zonas de rótulas plásticas, x_u/d no podrá exceder de 0,30 para hormigones con clases resistentes menores o iguales a $f_{ck} \leq 50$, y de 0,23 para hormigones con clases resistentes mayores o iguales a $f_{ck} \geq 55$.

5.6 Análisis no lineal

(105) Puede acometerse un análisis no lineal siempre que el modelo pueda cubrir de forma adecuada todos los posibles modos de fallo (por ejemplo flexión, axil, cortante, rotura a compresión afectado por la reducción de la resistencia efectiva del hormigón, etc.) y que la resistencia a tracción del hormigón no se utilice como un mecanismo principal resistente.

Si un único análisis no es suficiente para comprobar todos los mecanismos de fallo, se deben llevar a cabo análisis adicionales por separado.

Deben considerarse las siguientes hipótesis cuando se utilice un análisis no lineal:

- Para la armadura pasiva, se utilizará el diagrama tensión-deformación representado en la Figura A19.3.8, del Anejo 19.
- En el caso de no disponer del diagrama garantizado por el fabricante, se utilizará la curva A. En dicho diagrama, f_{yk} y $k f_{yk}$ deben sustituirse por $1,1 f_{yk}$ y $1,1 k f_{yk}$, respectivamente.
- Para la armadura activa, se utilizará el diagrama tensión-deformación representado en la curva A de la Figura A19.3.10 del apartado 3.3.6 del Anejo 19. En este diagrama f_{pk} debe sustituirse por $1,1 f_{pk}$.
- Para el hormigón, el diagrama tensión-deformación utilizado debe basarse en la expresión (3.14) del apartado 3.1.5 del Anejo 19. En esta expresión, en el valor k , f_{cm} debe sustituirse por $\gamma_{cf} f_{cm}$, con $\gamma_{cf} = 1,1 \cdot \gamma_s / \gamma_c$.

Se utilizará el siguiente método de cálculo para verificar la seguridad:

- La resistencia se calculará para diferentes niveles de las acciones correspondientes, las cuales deben incrementarse linealmente a partir de sus valores de servicio por escalones sucesivos, de forma que los valores de $\gamma_G \cdot G_k$ y $\gamma_Q \cdot Q_k$ se alcancen en el mismo escalón de carga. El proceso incremental de carga proseguirá hasta que alguna parte de la estructura alcance su resistencia última, que se evaluará teniendo en cuenta α_{cc} , o se produzca el fallo global de la estructura. La carga correspondiente a esta situación se denomina carga última q_{ud} .
- Se considerará un coeficiente global de seguridad γ_0 , lo que implica una capacidad resistente $R \left(\frac{q_{ud}}{\gamma_0} \right)$,
- Se debe cumplir una de las siguientes expresiones:

$$\gamma_{Rd} E (\gamma_G G + \gamma_Q Q) \leq R \left(\frac{q_{ud}}{\gamma_0} \right) \quad (5.102 \text{ a})$$

o

$$E (\gamma_G G + \gamma_Q Q) \leq R \left(\frac{q_{ud}}{\gamma_{Rd} \cdot \gamma_0} \right) \quad (5.102 \text{ b})$$

$$(\text{es decir}) \quad R \left(\frac{q_{ud}}{\gamma_{0'}} \right)$$

o

$$\gamma_{Rd} \gamma_{Sd} E (\gamma_G G + \gamma_Q Q) \leq R \left(\frac{q_{ud}}{\gamma_0} \right) \quad (5.102 \text{ c})$$

donde:

E Solicitación debida a las acciones

R Resistencia o respuesta de la estructura

γ_{Rd} es el coeficiente parcial que tiene en cuenta la incertidumbre del modelo de resistencia, tomándose el valor $\gamma_{Rd} = 1,06$.

γ_{Sd} es el coeficiente parcial que tiene en cuenta la incertidumbre del modelo de las acciones o esfuerzos de las acciones, tomándose el valor $\gamma_{Sd} = 1,15$.

γ_0 es el coeficiente global de seguridad, tomándose el valor $\gamma_0 = 1,20$.

$$\gamma'_0 = \gamma_{Rd} \cdot \gamma_0$$

Se remite al Apéndice PP “Formato de seguridad para el cálculo no lineal” para mayores detalles.

Cuando la incertidumbre de los modelos (γ_{Rd} y γ_{Sd}) no se considere explícitamente en el análisis (es decir $\gamma_{Rd} = \gamma_{Sd} = 1$), se debe utilizar el valor $\gamma_0 = 1,27$.

NOTA: Si las propiedades de cálculo de los materiales (por ejemplo como en 5.8.6 de Anejo 19) se utilizan para un análisis no lineal, habrá que tener un cuidado especial con los efectos de las acciones indirectas (por ejemplo las deformaciones impuestas).

5.7 Análisis de los efectos de segundo orden con esfuerzo axial

5.7.1 Fluencia

(105) Se puede utilizar un método más preciso para la evaluación de la fluencia.

NOTA: Se puede encontrar más información en el Apéndice KK.

5.8 Elementos y estructuras pretensadas

5.8.1 Generalidades

(106) Se debe evitar la rotura frágil utilizando el método descrito en el apartado 6.1 (109).

5.8.2 Efectos del pretensado en el estado límite último

(103) Si el incremento de tensión en el pretensado exterior se calcula utilizando el estado de deformación del elemento en su totalidad, debe utilizarse un análisis no lineal. Véase el apartado 5.6.

6 Estados Límite Últimos (ELU)

Son de aplicación las siguientes cláusulas del Anejo 19.

6.1 (1)	6.2.4 (6)	6.4.3 (1)	6.5.4 (9)
6.1 (2)	6.2.4 (7)	6.4.3 (2)	6.6 (1)
6.1 (3)	6.2.5 (1)	6.4.3 (3)	6.6 (2)
6.1 (4)	6.2.5 (2)	6.4.3 (4)	6.6 (3)
6.1 (5)	6.2.5 (3)	6.4.3 (5)	6.7 (1)
6.1 (6)	6.2.5 (4)	6.4.3 (6)	6.7 (2)
6.1 (7)	6.3.1 (1)	6.4.3 (7)	6.7 (3)
6.2.1 (1)	6.3.1 (2)	6.4.3 (8)	6.7 (4)
6.2.1 (2)	6.3.1 (3)	6.4.3 (9)	6.8.1 (1)
6.2.1 (3)	6.3.1 (4)	6.4.4 (1)	6.8.2 (1)
6.2.1 (4)	6.3.1 (5)	6.4.4 (2)	6.8.2 (2)
6.2.1 (5)	6.3.2 (1)	6.4.5 (1)	6.8.2 (3)
6.2.1 (6)	6.3.2 (5)	6.4.5 (2)	6.8.3 (1)
6.2.1 (7)	6.3.3 (1)	6.4.5 (3)	6.8.3 (2)
6.2.1 (8)	6.3.3 (2)	6.4.5 (4)	6.8.3 (3)
6.2.1 (9)	6.4.1 (1)	6.4.5 (5)	6.8.4 (1)
6.2.2 (2)	6.4.1 (2)	6.5.1 (1)	6.8.4 (2)
6.2.2 (3)	6.4.1 (3)	6.5.2 (1)	6.8.4 (3)
6.2.2 (4)	6.4.1 (4)	6.5.2 (2)	6.8.4 (4)
6.2.2 (5)	6.4.1 (5)	6.5.2 (3)	6.8.4 (5)
6.2.2 (6)	6.4.2 (1)	6.5.3 (1)	6.8.4 (6)
6.2.2 (7)	6.4.2 (2)	6.5.3 (2)	6.8.5 (1)
6.2.3 (1)	6.4.2 (3)	6.5.3 (3)	6.8.5 (2)
6.2.3 (2)	6.4.2 (4)	6.5.4 (1)	6.8.5 (3)
6.2.3 (4)	6.4.2 (5)	6.5.4 (2)	6.8.6 (1)
6.2.3 (5)	6.4.2 (6)	6.5.4 (3)	6.8.6 (2)
6.2.3 (6)	6.4.2 (7)	6.5.4 (4)	6.8.7 (2)
6.2.3 (8)	6.4.2 (8)	6.5.4 (5)	6.8.7 (3)
6.2.4 (1)	6.4.2 (9)	6.5.4 (6)	6.8.7 (4)
6.2.4 (2)	6.4.2 (10)	6.5.4 (7)	
6.2.4 (4)	6.4.2 (11)	6.5.4 (8)	

6.1 Flexión simple o compuesta

(108) Para el pretensado exterior, se acepta la hipótesis de que la deformación de la armadura activa entre dos puntos fijos consecutivos es constante. La deformación en la armadura activa será entonces igual a la deformación remanente, tras las pérdidas, incrementada en la deformación estructural entre los puntos fijos considerados.

(109) Para estructuras pretensadas, se puede satisfacer la disposición 5 del apartado 5.8.1 si se proporciona un área mínima de armadura pasiva, de acuerdo con la expresión (6.101a).

Este método garantiza que la rotura no es frágil si se cumple la siguiente ecuación, es decir, si se garantiza que la armadura a tracción proporciona un momento último igual al de fisuración de la sección.

$$A_p \cdot f_{pyd} \cdot \frac{d_p}{d_s} + A_s \cdot f_{yd} \geq \frac{W_1}{z} \cdot f_{ctm} + \frac{P}{z} \cdot \left(\frac{W_1}{A} + e \right) \quad (6.101a)$$

donde:

A_p área de la armadura activa adherente.

A_s área de la armadura pasiva.

f_{pyd} resistencia de cálculo del acero de la armadura activa adherente en tracción.

f_{yd} resistencia de cálculo del acero de la armadura pasiva en tracción.

f_{ctm} resistencia media a flexotracción del hormigón.

W_1 módulo resistente de la sección bruta relativo a la fibra más traccionada.

d_p profundidad de la armadura activa desde la fibra más comprimida de la sección.

d_s profundidad de la armadura pasiva desde la fibra más comprimida de la sección.

P fuerza de pretensado descontadas las pérdidas instantáneas.

A área de la sección bruta de hormigón.

e excentricidad del pretensado respecto del centro de gravedad de la sección bruta.

z brazo mecánico de la sección. A falta de cálculos más precisos puede adoptarse $z = 0,8 h$.

En caso de que solo exista armadura activa en la sección de cálculo, se considerará $d_p/d_s=1$ en la expresión anterior.

(110) Además, serán de aplicación las siguientes reglas:

- i) La armadura pasiva mínima debe disponerse en las zonas donde aparezcan tensiones de tracción en el hormigón bajo la combinación característica de acciones. En esta comprobación, se deben considerar únicamente los efectos hiperestáticos del pretensado, ignorando los efectos isostáticos del mismo.

- ii) La expresión (6.101a) se empleará en el caso de piezas con armadura pretesa, utilizando una de las alternativas, a) o b) siguientes:
- a) Las armaduras activas que tengan un recubrimiento de hormigón de al menos $k_{cm} = 2$ veces el mínimo especificado en el apartado 4.2.1 se considerarán como efectivas en $A_{s,min}$. Se utilizará un valor de z_s basado en la posición efectiva de los cordones y se sustituirá f_{yk} por $f_{p0,1k}$.
- b) Las armaduras activas sometidas a tensiones inferiores a $0,6 f_{pk}$ tras las pérdidas, bajo la combinación característica de acciones, se considerarán como totalmente activas. En este caso la expresión (6.101a) se sustituye por:

$$A_{s,min}f_{yk} + A_p\Delta\sigma_p \geq \frac{M_{rep}}{z} \quad (6.101b)$$

donde

$\Delta\sigma_p$ es el mínimo de los dos valores siguientes: $0,4f_{pk}$ y 500 N/mm^2 .

NOTA: El valor de k_{cm} es 2,0.

- iii) Para asegurar una ductilidad adecuada, en el caso de vigas continuas, será necesario prolongar el área de armadura mínima $A_{s,min}$, definida en las expresiones (6.101), hasta el apoyo intermedio del vano considerado.

Sin embargo, no será necesaria dicha prolongación si, en el estado límite último, la capacidad resistente a tracción proporcionada por las armaduras pasiva y activa sobre los apoyos, calculada con las resistencias características f_{yk} y $f_{p0,1k}$, respectivamente, es menor que la capacidad resistente a compresión del ala inferior, lo que significa que no es probable que ocurra el fallo de la zona comprimida:

$$A_s f_{yk} + k_p A_p f_{p0,1k} < t_{inf} b_0 \alpha_{cc} f_{ck} \quad (6.102)$$

donde:

t_{inf}, b_0 son, respectivamente, el espesor y el ancho del ala inferior de la sección. En el caso de secciones en T, se tomará t_{inf} igual a b_0 .

A_s, A_p representan, respectivamente, el área de armadura pasiva y activa en la zona de tracción en el estado límite último.

$$k_p = 1,0.$$

6.2 Esfuerzo cortante

6.2.1 Elementos que no requieren armadura de cortante

(101) El valor de cálculo de la resistencia a cortante $V_{Rd,c}$ viene dado por:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d \quad (6.2a)$$

con un valor mínimo de

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \quad (6.2b)$$

donde:

f_{ck} en N/mm^2

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad \text{con } d \text{ en mm}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0,02$$

A_{sl} es el área de la armadura de tracción, que se prolonga en una longitud $\geq (l_{bd} + d)$ más allá de la sección considerada (véase la Figura A21.6.3). El área de pretensado adherente se puede incluir en el cálculo de A_{sl} . En este caso, se puede utilizar un valor medio ponderado para d .

b_w es el ancho mínimo de la sección en la zona traccionada [mm]

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0,2 f_{cd} \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

N_{Ed} es el esfuerzo axial en la sección debido a una carga exterior o al efecto activo del pretensado en Newtons ($N_{Ed} > 0$ para compresión). Se puede despreciar la influencia de las deformaciones impuestas en N_{Ed} .

A_c es el área de la sección de hormigón [mm^2]

$V_{Rd,c}$ en Newtons

$$C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c$$

$$k_1 = 0,15$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad (6.3)$$

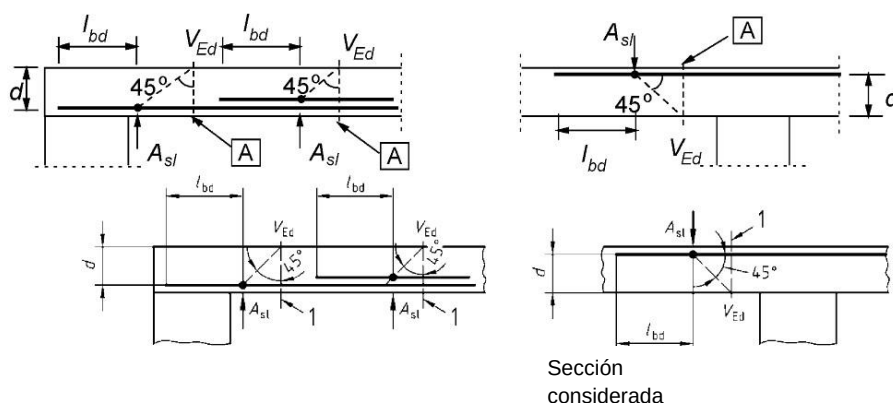


Figura A21.6.3 – Definición de A_{sl} en la expresión (6.2)

6.2.2 Elementos que requieren armadura de cortante

(103) Para elementos con armadura vertical de cortante, la resistencia a cortante V_{Rd} , se define como el menor valor de los dos siguientes:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta \quad (6.8)$$

NOTA 1: Si se utiliza la expresión (6.10) se deberá reducir el valor de f_{ywd} a $0,8 f_{ywd}$ en la expresión (6.8)

y

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta) \quad (6.9)$$

donde:

A_{sw} es el área de la armadura de cortante

s es la separación de los cercos

f_{ywd} es el límite elástico de cálculo de la armadura de cortante

v_1 es un coeficiente de reducción de la resistencia para el hormigón fisurado por cortante. Su valor será $v_1 = v$, definido en la expresión 6.6 del Apartado 6.2.2 del Anejo 19. Si la tensión de cálculo en la armadura de cortante es menor que el 80% del límite elástico característico f_{yk} , se tomará:

$$v_1 = 0,6 \quad \text{para } f_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2 \quad (6.10.a)$$

$$v_1 = 0,9 - f_{ck}/200 > 0,5 \quad \text{para } f_{ck} \geq 60 \text{ N/mm}^2 \quad (6.10.b)$$

Los valores anteriores son aplicables tanto para elementos armados como pretensados.

α_{cw} es un coeficiente que tiene en cuenta el estado tensional en el cordón comprimido. Su valor será:

1 para estructuras no pretensadas

$$(1 + \sigma_{cp}/f_{cd}) \quad \text{para } 0 < \sigma_{cp} \leq 0,25 f_{cd} \quad (6.11.a)$$

$$1,25 \quad \text{para } 0,25 f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd} \quad (6.11.b)$$

$$2,5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd}) \quad \text{para } 0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 1,0 f_{cd} \quad (6.11.c)$$

donde:

σ_{cp} es la tensión media de compresión en el hormigón, con valor positivo, debida al esfuerzo axial de cálculo. Se obtendrá dividiendo el axial por la sección homogeneizada de hormigón, teniendo en cuenta, por tanto, la armadura. No se calculará el valor de σ_{cp} a una distancia inferior a $0,5d \cdot \cot \theta$ desde el borde del apoyo.

En el caso de armaduras activas rectas, un elevado grado de pretensado ($\sigma_{cp}/f_{cd} > 0,5$) y almas delgadas, si las alas en tracción y compresión son capaces de soportar

todo el esfuerzo de pretensado y se disponen diafragmas en los extremos de las vigas para transmitir dicho esfuerzo de pretensado (véase la Figura A21.6.101), se puede suponer que el esfuerzo de pretensado se va a repartir entre las alas. En estas circunstancias, en el alma debe considerarse únicamente el campo de compresión debido al cortante ($\alpha_{cw} = 1$).

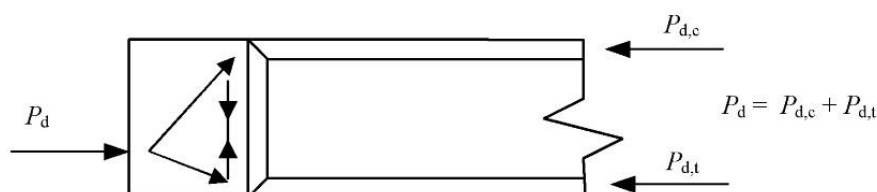


Figura A21.6.101 – Transmisión del pretensado a través de diafragmas extremos entre las alas

NOTA 5: El área máxima eficaz de armadura de cortante $A_{sw,max}$ para $\cot\theta = 1$ viene dada por:

$$\frac{A_{sw,max} f_{ywd}}{b_w s} \leq \frac{1}{2} \alpha_{cw} v_1 f_{cd} \quad (6.12)$$

(107) La fuerza de tracción adicional ΔF_{td} en la armadura longitudinal debida al cortante V_{Ed} puede calcularse mediante:

$$\Delta F_{td} = 0,5 V_{Ed} (\cot\theta - \cot\alpha) \quad (6.18)$$

No deberá tomarse un valor de $(M_{Ed}/z) + \Delta F_{td}$ superior a $M_{Ed,max}/z$.

En el caso de pretensado adherente situado a lo largo del cordón traccionado, el efecto resistente del pretensado se puede tener en cuenta para resistir la fuerza longitudinal total de tracción.

En el caso de tendones inclinados de pretensado adherente junto a armadura pasiva longitudinal y/o tendones de pretensado adherente longitudinales, la resistencia a cortante se puede calcular, de manera simplificada, superponiendo dos modelos de celosías equivalentes (véase la Figura A21.6.102).

En la expresión (6.9) para comprobar el campo de tensiones en el hormigón se adoptará un valor ponderado entre θ_1 y θ_2 .

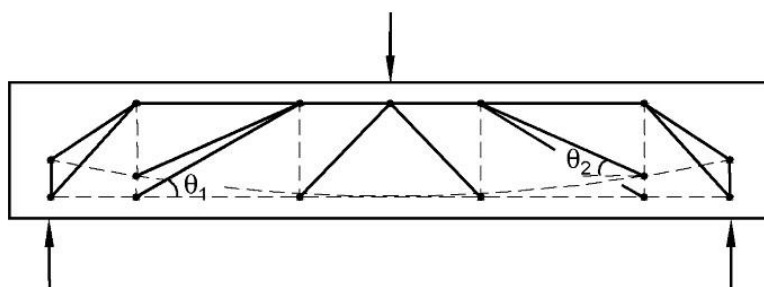
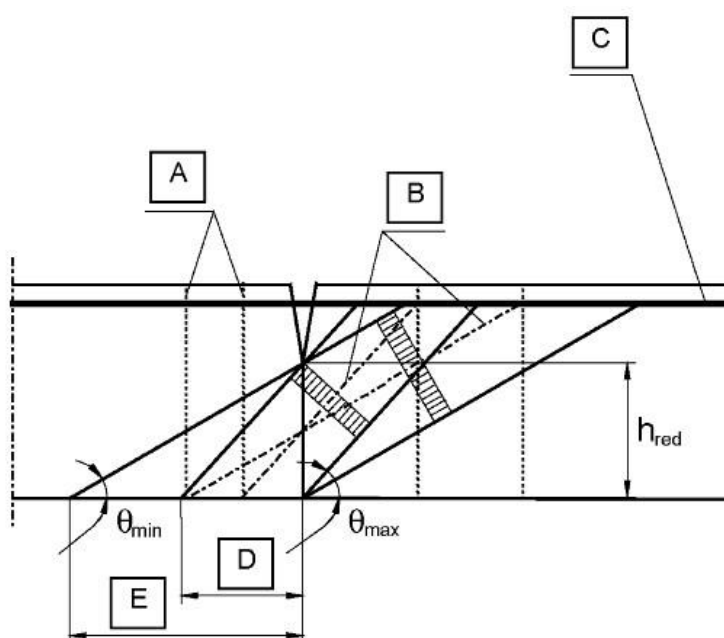


Figura A21.6.102. Superposición de modelos de resistencia a esfuerzo cortante

(109) En el caso de construcción por fases con dovelas prefabricadas y pretensado no adherente en la cabeza traccionada, será necesario considerar el efecto de la abertura de juntas. En estas condiciones, si no se acomete un análisis más detallado, se puede suponer que la fuerza en la cabeza traccionada permanece constante tras la abertura de las juntas. Por lo tanto, a medida que la carga aplicada crece y las juntas se abren (Figura A21.6.103), se incrementa la inclinación del campo de tensiones en el hormigón dentro del alma. El canto de la sección de hormigón disponible para la transmisión del flujo del campo de compresiones en el alma se reduce hasta un valor h_{red} . La resistencia a cortante se puede evaluar de acuerdo con la expresión (6.8), suponiendo un valor de θ deducido a partir del valor mínimo del canto residual h_{red} .

$$h_{red} = \frac{V_{Ed}}{b_w v_{fcd}} (\cot \theta + \tan \theta) \quad (6.103)$$



- A** Ejes del tirante teórico
- B** Ejes de las bielas comprimidas teóricas
- C** Ala traccionada de la celosía (armadura activa exterior)
- D** Zona A: Disposición de los cercos con θ_{max} ($\cot \theta = 1,0$)
- E** Zona B: Disposición de los cercos con θ_{min} ($\cot \theta = 2,5$)

Figura A21.6.103 – Campos oblicuos de tensiones a través de la junta en el alma

Los cercos, cuya área por unidad de longitud es:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed}}{h_{red} f_{ywd} \cot \theta} \quad (6.104)$$

se tienen que colocar a ambos lados de la junta, en una longitud $h_{red} \cot \theta$, no mayor que la longitud de la dovela.

Si es necesario, la fuerza de pretensado se incrementará hasta que se cumpla, en estado límite último, bajo la combinación de momento flector y cortante, que la abertura de junta no supera el valor $h - h_{red}$ calculado anteriormente, donde $h_{red} = 0,5 h$.

6.2.3 Esfuerzo rasante entre el alma y las alas en secciones en T

(103) La tensión de rasante v_{Ed} , en la unión entre el ala y el alma se expresa como la variación del esfuerzo axial longitudinal en la parte del ala considerada, dividida entre el espesor del ala y la longitud considerada, de acuerdo con:

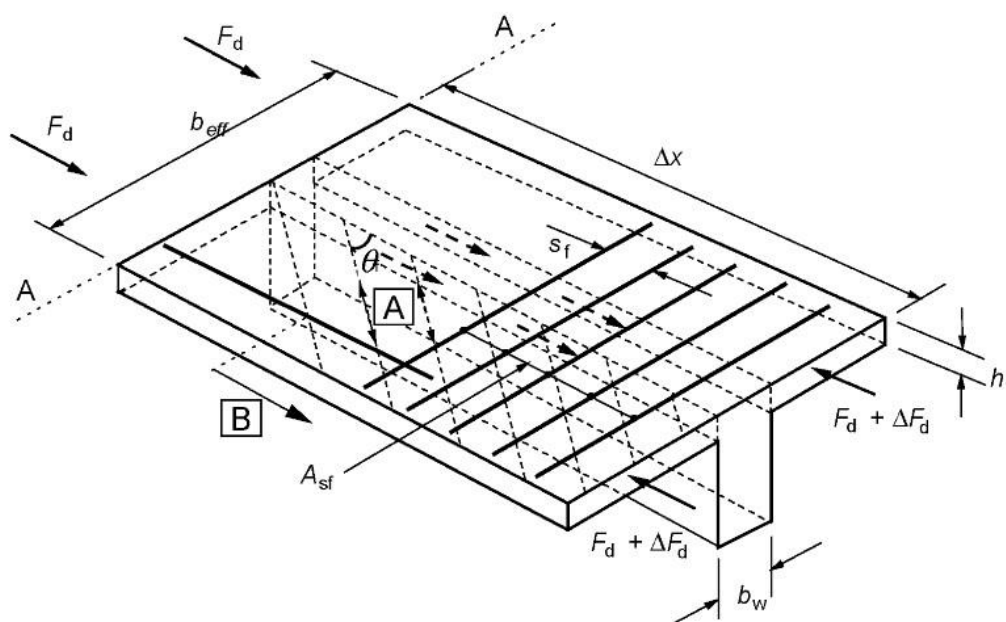
$$v_{Ed} = \Delta F_d / (h_f \cdot \Delta x) \quad (6.20)$$

donde:

h_f es el espesor del ala en las uniones

Δx es la longitud considerada, véase la Figura A21.6.7

ΔF_d es la variación del esfuerzo normal en el ala a lo largo de la longitud Δx



[A] Bielas

[B] Barra longitudinal anclada más allá de este punto (véase 6.2.3 (7))

Figura A21.6.7 – Notaciones para la unión entre alma y ala

El valor máximo que puede adoptarse Δx será la mitad de la distancia entre la sección con momento nulo y la sección con momento máximo. Si se aplican cargas puntuales, la longitud Δx no debe exceder la distancia entre dichas cargas puntuales.

Como alternativa, considerando una longitud Δx de la viga, el cortante transmitido del alma al ala es $V_{Ed} \Delta x / z$ y se divide en tres partes: Una parte actúa dentro del espesor del alma y las dos restantes se extienden hacia las alas. Se supone generalmente que

la proporción de los esfuerzos que se ejercen dentro del alma es la fracción b_w/b_{eff} del esfuerzo total. Se puede asumir una mayor proporción si no se requiere todo el ancho eficaz del ala para resistir el momento flector. En este caso puede ser necesario realizar una comprobación de la abertura de fisuras en ELS.

(105) En el caso de esfuerzo cortante entre el ala y el alma combinado con flexión transversal, el área de armadura será la mayor entre la dada por la expresión (6.21) y la mitad de la dada por la expresión (6.21) más la requerida por flexión transversal.

Para la comprobación del agotamiento a compresión del hormigón, de acuerdo con la expresión (6.22) del Anejo 19, debe reducirse el valor de h_f en la profundidad de la zona en compresión considerada en la evaluación de la flexión.

NOTA: Si esta comprobación no se satisface, se puede utilizar el método más preciso que se indica en el Apéndice MM.

6.2.4 Esfuerzo rasante en el contacto entre hormigones de diferentes edades

(105) Para comprobaciones dinámicas o de fatiga, los valores de c en el apartado 6.2.5 (1) del Anejo 19 se deben tomar como nulos.

6.2.5 Esfuerzo cortante y flexión transversal

(101) Debido a la presencia de campos de tensiones de compresión originados por la combinación de cortante y flexión, se debe considerar en el cálculo la interacción entre el cortante longitudinal y la flexión transversal en las almas de las secciones cajón.

Cuando $V_{Ed}/V_{Rd,max} < 0,2$ ó $M_{Ed}/M_{Rd,max} < 0,1$, se puede ignorar esta interacción, donde $V_{Rd,max}$ y $M_{Rd,max}$ representan la resistencia máxima del alma a cortante longitudinal y flexión transversal, respectivamente.

NOTA: Se puede encontrar más información de la interacción entre cortante y flexión transversal en el Apéndice MM.

6.3 Torsión

6.3.1 Procedimiento de cálculo

(102) Se pueden superponer los efectos de torsión y cortante para elementos huecos y macizos, adoptando el mismo valor para la biela inclinada θ . Los límites de θ dados en el apartado 6.2.2 (2) son de aplicación sin restricciones para el caso combinado de cortante y torsión.

La máxima capacidad de carga de un elemento sometido a cortante y torsión se indica en el apartado 6.3.1 (4).

Para secciones cajón, cada pared debe comprobarse independientemente, para la combinación de esfuerzos cortantes que puedan deducirse del esfuerzo combinado de cortante y torsión (Figura A21.6.104).

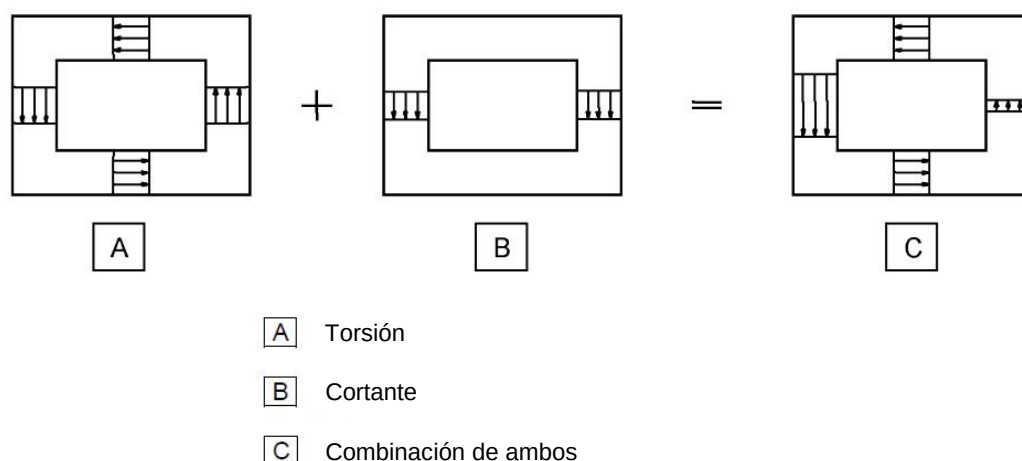


Figura A21.6.104 – Combinación de esfuerzos dentro de las diferentes paredes de una sección cajón

(103) El área requerida de armadura longitudinal para torsión ΣA_{sl} puede calcularse mediante la expresión (6.28):

$$\frac{\Sigma A_{sl} f_{yd}}{u_k} = \frac{T_{Ed}}{2A_k} \cot \theta \quad (6.28)$$

donde:

- u_k es el perímetro del área A_k
- f_{yd} es el límite elástico de cálculo de la armadura longitudinal A_{sl}
- θ es el ángulo de las bielas de compresión (véase la Figura A21.6.5).

En los cordones comprimidos, se puede reducir la armadura longitudinal de forma proporcional a la fuerza de compresión disponible. En los cordones traccionados, la armadura longitudinal de torsión se debe añadir a otras armaduras. Generalmente, la armadura longitudinal se distribuirá a lo largo de la longitud del lado z_i , pero se puede concentrar en sus extremos en el caso de secciones más pequeñas.

Se pueden tener en cuenta las armaduras activas adherentes limitando su incremento de tensión a $\Delta\sigma_p \leq 500 \text{ N/mm}^2$. En ese caso, en la expresión (6.28), $\Sigma A_{sl} f_{yd}$ se debe sustituir por $\Sigma A_{sl} f_{yd} + A_p \Delta\sigma_p$.

(104) La resistencia máxima de un elemento sometido a torsión y cortante viene limitada por la capacidad de las bielas de compresión del hormigón. Con el fin de no superar esta resistencia, se debe satisfacer la siguiente condición:

- Para secciones macizas:

$$T_{Ed}/T_{Rd,max} + V_{Ed}/V_{Rd,max} \leq 1,0 \quad (6.29)$$

donde:

- T_{Ed} es el momento torsor de cálculo
- V_{Ed} es el esfuerzo cortante de cálculo
- $T_{Rd,max}$ es el momento torsor resistente de cálculo, de acuerdo con

$$T_{Rd,max} = 2v\alpha_{cw}f_{cd}A_k t_{ef,i} \sin \theta \cos \theta \quad (6.30)$$

Donde

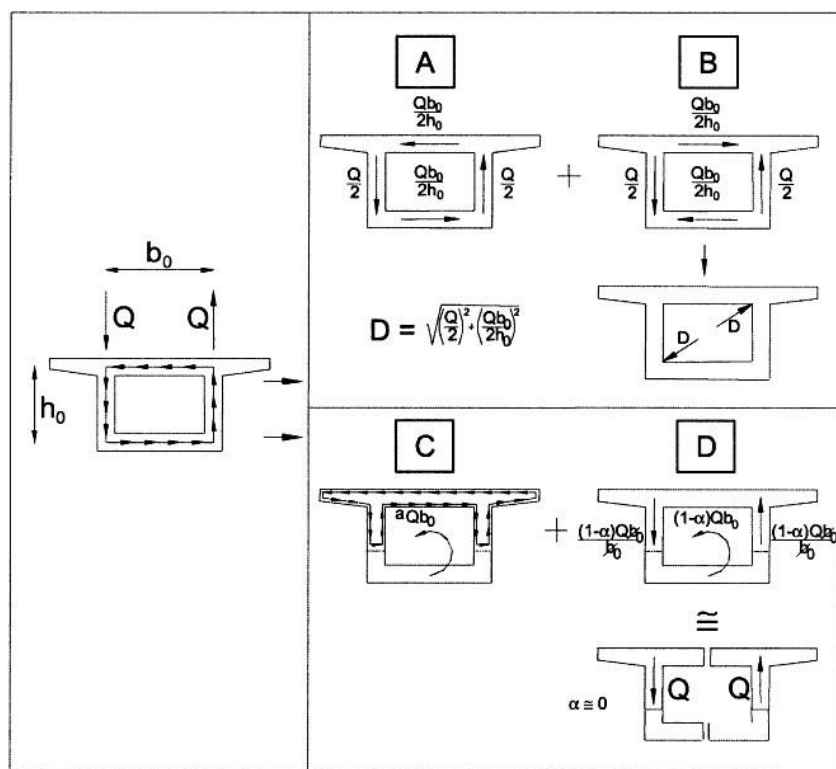
v se obtiene según el apartado 6.2.2 (6.6) del Anejo 19, mientras que α_{cw} procede de la expresión (6.9).

$V_{Rd,max}$ es el esfuerzo cortante máximo resistente de cálculo, de acuerdo con las expresiones (6.9) o (6.14). En secciones macizas, se puede utilizar todo el ancho del alma para determinar $V_{Rd,max}$.

- Para secciones cajón:

Cada pared debe dimensionarse de forma independiente para los efectos combinados de cortante y torsión. El estado límite último para el hormigón tiene que comprobarse con referencia al cortante resistente de cálculo $V_{Rd,max}$.

(106) En el caso de construcción por fases con dovelas prefabricadas de sección cajón sin pretensado interno adherente en la zona traccionada, la abertura de una junta en una longitud mayor que el espesor del ala correspondiente supone una modificación sustancial del mecanismo resistente a la torsión, si las correspondientes llaves de cortante no son capaces de transferir el cortante local debido a la torsión. El esquema resistente cambia de una torsión cerrada de Bredt a una combinación de torsión por alabeo y torsión de Saint-Venant, predominando el primer mecanismo sobre el segundo (Figura A21.6.105). Como consecuencia, se duplica prácticamente el cortante en el alma debido a la torsión y tiene lugar una distorsión importante en la sección. En estas circunstancias, debe comprobarse la capacidad en estado límite último en el alma más cargada, según el procedimiento descrito en el Apéndice MM, teniendo en cuenta la combinación de flexión, cortante y torsión.



- A** Torsión cerrada de Bredt
- B** Torsión autoequilibrada
- C** Torsión de Saint-Venant
- D** Torsión por alabeo

Figura A21.6.105 – Variación del comportamiento a torsión entre juntas cerradas y abiertas

6.4 Zonas parcialmente cargadas

(105) El dimensionamiento de las zonas de apoyo en puentes debe llevarse a cabo utilizando métodos reconocidos, sancionados por la práctica.

NOTA: Se puede encontrar más información en el Apéndice J.

6.5 Fatiga

6.5.1 Condiciones de comprobación

(102) Se tiene que llevar a cabo una comprobación de fatiga en estructuras y elementos estructurales que vayan a estar sometidos a ciclos de carga regulares.

NOTA: Generalmente no es necesaria una comprobación de fatiga en las siguientes estructuras y elementos estructurales:

- a) Pasarelas peatonales, con la excepción de elementos estructurales muy sensibles a la acción del viento.
- b) Estructuras abovedadas y aporticadas enterradas, con una montera de tierras al menos de 1,00 m y 1,50 m para puentes de carretera y ferrocarril, respectivamente.
- c) Cimentaciones.
- d) Pilas y soportes que no estén conectados rígidamente a las superestructuras.
- e) Muros de contención de tierras para carreteras y ferrocarriles.
- f) Estribos de puentes de carretera y ferrocarril que no estén conectados rígidamente a las superestructuras, excepto las losas de estribos abiertos.
- g) Armadura activa y pasiva, en zonas en las que, bajo la combinación frecuente de acciones y P_k , aparezcan únicamente tensiones de compresión en las fibras extremas del hormigón.

6.5.2 Procedimiento de comprobación para armaduras pasivas y activas

(107) No es necesario comprobar a fatiga las armaduras activas exteriores y las no adherentes, situadas dentro del canto de la sección de hormigón.

6.5.3 Comprobación del hormigón sometido a compresión o cortante

(101) La comprobación se tiene que llevar a cabo utilizando datos de tráfico, curvas S-N y modelos de carga especificados por la legislación específica vigente. Se puede utilizar un método simplificado basado en los valores λ para la comprobación de puentes de ferrocarril; véase el Apéndice NN.

Se debe aplicar la regla de Miner para la comprobación del hormigón, de acuerdo con la expresión $\sum_{i=1}^m \frac{n_i}{N_i} \leq 1$ donde:

m = número de intervalos con amplitud constante

n_i = número real de ciclos de amplitud constante en el intervalo “i”

N_i = número máximo de ciclos de amplitud constante en el intervalo “i” que se pueden producir antes de la rotura. El valor de N_i puede venir dado por las curvas S-N o calcularse de acuerdo a un modelo simplificado utilizando la expresión (6.72) del Anejo 19, sustituyendo el coeficiente 0,43 por $(\log N_i)/14$ y transformando la desigualdad en la ecuación.

Así, se puede suponer una resistencia suficiente a la fatiga para el hormigón en compresión, si se cumple la siguiente condición:

$$\sum_{i=1}^m \frac{n_i}{N_i} \leq 1 \quad (6.105)$$

donde:

$$N_i = 10 \exp \left(14 \left(1 - \frac{E_{cd,max,i}}{\sqrt{1-R_i}} \right) \right) \quad (6.106)$$

$$R_i = \frac{E_{cd,min,i}}{E_{cd,max,i}} \quad (6.107)$$

$$E_{cd,min,i} = \frac{\sigma_{cd,min,i}}{f_{cd,fat}} \quad (6.108)$$

$$E_{cd,max,i} = \frac{\sigma_{cd,max,i}}{f_{cd,fat}} \quad (6.109)$$

donde:

- R_i es la relación entre tensiones
- $E_{cd,min,i}$ es el nivel relativo mínimo de tensiones de compresión
- $E_{cd,max,i}$ es el nivel relativo máximo de tensiones de compresión
- $f_{cd,fat}$ es el valor de cálculo de la resistencia a fatiga del hormigón, de acuerdo con (6.76)
- $\sigma_{cd,max,i}$ es la tensión máxima en un ciclo
- $\sigma_{cd,min,i}$ es la tensión mínima en un ciclo
- $$f_{cd,fat} = k_1 \beta_{cc}(t_0) f_{cd} \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (6.76)$$

donde:

- $\beta_{cc}(t_0)$ es un coeficiente que tiene en cuenta la resistencia del hormigón en el momento de aplicarse la primera carga (véase el apartado 4.1.2 (6) del Anejo 19)
- t_0 es el tiempo de comienzo en días de la carga cíclica en el hormigón
- $k_1 = 0,85$

NOTA: Véase el Apéndice NN para mayor información.

6.6 Elementos de membrana

(101) Los elementos de membrana se pueden utilizar para el cálculo de elementos bidimensionales de hormigón sometidos a una combinación de esfuerzos evaluados por medio de un análisis lineal de elementos finitos. Los elementos de membrana están sometidos únicamente a esfuerzos en su plano, designadas como σ_{Edx} , σ_{Edy} y τ_{Edxy} , tal y como se muestra en la Figura A21.6.106.

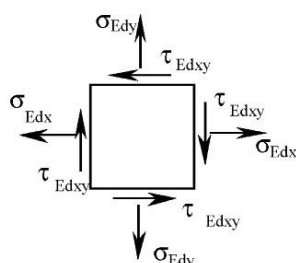


Figura A21.6.106 – Elemento de membrana

(102) Los elementos de membrana pueden calcularse mediante la aplicación de la teoría de la plasticidad, utilizando una solución de límite inferior.

(103) El valor máximo para la resistencia del campo de compresiones tiene que definirse como una función de los valores de las tensiones principales:

- i) Si las tensiones principales son ambas de compresión, la compresión máxima en el campo de tensiones del hormigón es:

$$\sigma_{cdmax} = 0,85f_{cd} \frac{1+3,80\alpha}{(1+\alpha)^2} \quad (6.110)$$

donde

$\alpha \leq 1$ es la relación existente entre las dos tensiones principales

- ii) Cuando se lleve a cabo un análisis con $\theta = \theta_{el}$ y al menos una tensión principal sea de tracción y no haya plastificado ninguna armadura, la compresión máxima en el campo de tensiones en el hormigón viene dada por:

$$\sigma_{cdmax} = f_{cd} \left[0,85 - \frac{\sigma_s}{f_{yd}} (0,85 - \nu) \right] \quad (6.111)$$

donde

σ_s es la tensión máxima de tracción en la armadura, y ν se define en el apartado 6.2.2 (6) del Anejo 19.

- iii) Cuando se lleve a cabo un análisis plástico y alguna armadura haya plastificado, la compresión máxima en el campo de tensiones en el hormigón es:

$$\sigma_{cdmax} = \nu f_{cd} (1 - 0,032|\theta - \theta_{el}|) \quad (6.112)$$

donde:

θ_{el} (en grados sexagesimales) es la inclinación respecto del eje x de la tensión principal de compresión en el análisis elástico.

θ (en grados sexagesimales) es el ángulo que forma el campo plástico de compresiones (tensión principal de compresión) en ELU con el eje x .

En la expresión (6.112), el valor de $|\theta - \theta_{el}|$ debe limitarse a 15 grados.

7 Estados Límite de Servicio (ELS)

Son de aplicación las siguientes cláusulas del Anejo 19.

7.1 (1)	7.3.1 (4)	7.3.3 (3)	7.4.3 (1)
7.1 (2)	7.3.1 (6)	7.3.3 (4)	7.4.3 (2)
7.2 (1)	7.3.1 (7)	7.3.4 (2)	7.4.3 (3)
7.2 (3)	7.3.1 (8)	7.3.4 (3)	7.4.3 (4)
7.2 (4)	7.3.1 (9)	7.3.4 (4)	7.4.3 (5)
7.2 (5)	7.3.2 (1)	7.3.4 (5)	7.4.3 (6)
7.3.1 (1)	7.3.2 (3)	7.4.1 (1)	7.4.3 (7)
7.3.1 (2)	7.3.2 (4)	7.4.1 (2)	
7.3.1 (3)	7.3.3 (2)		

7.1 Limitación de tensiones

(102) Se pueden producir fisuras longitudinales si el nivel de tensiones bajo la combinación característica de cargas supera un valor crítico. Dicha fisuración puede suponer una reducción de la durabilidad. En ausencia de otras medidas, tales como un incremento del recubrimiento de la armadura en la zona de compresión o un confinamiento por armadura transversal, puede ser adecuado limitar la tensión de compresión a un valor $k_1 f_{ck}$ en áreas expuestas a ambientes con clases de exposición XD, XF y XS (véase la Tabla 27.1a del Capítulo 7 del Código Estructural), donde $k_1 = 0,6$ y el incremento máximo será del 10%.

7.2 Control de la fisuración

7.2.1 Consideraciones generales

(105) Se debe establecer un valor límite del ancho de fisura calculado w_{max} , teniendo en cuenta la naturaleza y la función prevista de la estructura, así como los costes de limitación de la fisuración. Debido a la naturaleza aleatoria del fenómeno de fisuración, no es posible predecir los anchos reales de fisura. Sin embargo, si el ancho de fisura calculado de acuerdo con los modelos que se indican en este anejo se limita a los valores que se establecen en la Tabla 27.2 del Código Estructural, es poco probable que se vea afectado el comportamiento de la estructura.

Los valores a utilizar de w_{max} y la aplicación del límite de descompresión se establecen en la Tabla 27.2 del Código Estructural...

El estado límite de descompresión consiste en la comprobación de que, bajo la combinación de acciones correspondientes, el hormigón situado en el borde de las vainas de los tendones adherentes permanece comprimido.

(110) En algunos casos puede ser necesario comprobar y controlar la fisuración por cortante en las almas.

NOTA: Se puede encontrar mayor información en el Apéndice QQ.

7.2.2 Áreas mínimas de armadura

(102) A menos que un cálculo más riguroso demuestre que es adecuado emplear un área menor, las áreas mínimas de armadura se pueden calcular como sigue. En secciones perfiladas como vigas en T y vigas cajón, la armadura mínima tiene que obtenerse para cada una de las partes individuales de la sección (almas, 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 traccionada. La zona traccionada es aquella parte de la sección que se calcula para trabajar en tracción en el momento inmediatamente anterior a la formación de la primera fisura.

En secciones en T y vigas cajón, la división en partes debe realizarse como se indica en la Figura A21.7.101.

Distribución de tensiones en flexión simple: Tensiones en la sección

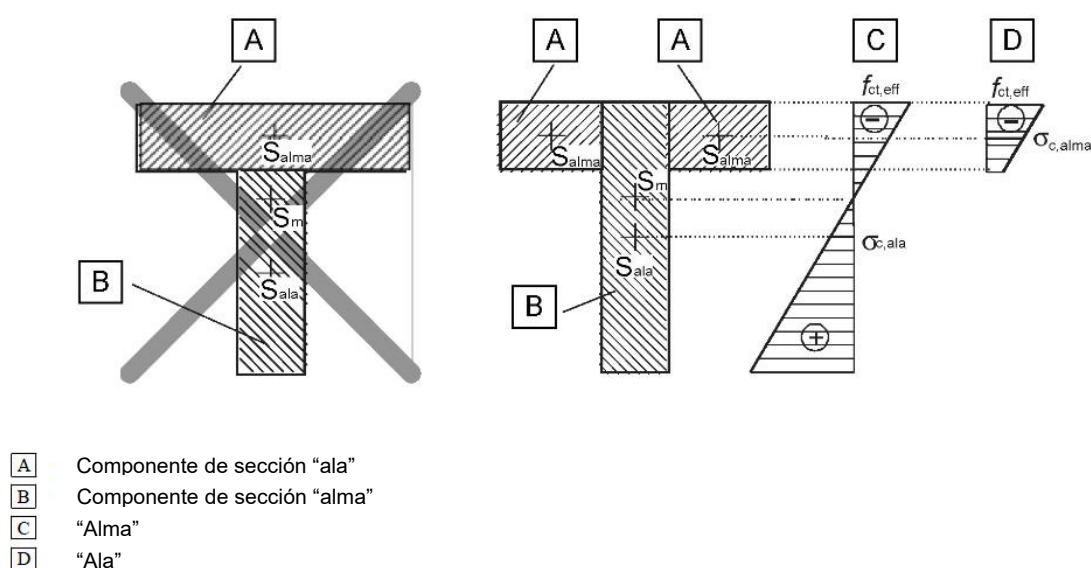


Figura A21.7.101 – Ejemplo de división de una sección en T para el análisis de la fisuración

σ_s es el valor absoluto de la tensión máxima permitida en la armadura inmediatamente después de la formación de la fisura. Puede tomarse igual al límite elástico de la armadura f_{yk} . Sin embargo, puede ser necesario un valor inferior para satisfacer los límites relativos al ancho de fisura, de acuerdo con el diámetro máximo o la separación máxima de las barras (véase el apartado 7.3.3 (2) del Anejo 19).

$f_{ct,eff}$ es el valor medio de la resistencia efectiva a tracción del hormigón en el momento en el que se espera que aparezcan las primeras fisuras:

$f_{ct,eff} = f_{ctm}$ o un valor inferior ($f_{ctm}(t)$), si se espera la fisuración antes de los 28 días.

k es un coeficiente que considera el efecto de las tensiones no uniformes autoequilibradas, lo que lleva a una reducción de los esfuerzos de coacción

= 1,0 para almas con $h \leq 300 \text{ mm}$ o alas con ancho menor que 300 mm

= 0,65 para almas con $h \geq 800 \text{ mm}$ o alas con ancho mayor que 800 mm

se puede interpolar para obtener valores intermedios

k_c es un coeficiente que tiene en cuenta la distribución de tensiones dentro de la sección en momento inmediatamente anterior a la fisuración, así como el cambio del brazo mecánico:

Para tensión pura $k_c = 1,0$

Para flexión simple o compuesta:

- Para secciones rectangulares y almas de secciones 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 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 del hormigón que actúa sobre la parte de la sección considerada:

$$\sigma_c = \frac{N_{Ed}}{bh} \quad (7.4)$$

N_{Ed} es el esfuerzo axial en el estado límite de servicio que actúa sobre la parte de la sección considerada (positivo para compresión). Habrá que determinar N_{Ed} considerando los valores característicos de pretensado y de los esfuerzos normales bajo la correspondiente combinación de acciones.

h^* $h^* = h$ para $h < 1,0 \text{ m}$

$h^* = 1,0 \text{ m}$ para $h \geq 1,0 \text{ m}$

k_1 es un coeficiente que tiene en cuenta el efecto de los esfuerzos normales en la distribución de tensiones:

$k_1 = 1,5$ si N_{Ed} es un esfuerzo de compresión

$k_1 = \frac{2h^*}{3h}$ si N_{Ed} es un esfuerzo de tracción

F_{cr} es el valor absoluto de la fuerza de tracción dentro del ala en el momento inmediatamente anterior a la fisuración, debido al momento flector de fisuración, calculado con $f_{ct,eff}$.

(105) Para puentes, en el dimensionamiento de la armadura mínima, para controlar la retracción, el valor de $f_{ct,eff}$ en la expresión (7.1) del Anejo 19 debe tomarse como el mayor valor entre $2,9 \text{ N/mm}^2$ ó $f_{ctm}(t)$.

7.2.3 Control de la fisuración sin cálculos directos

(101) El control de la fisuración sin cálculos directos puede realizarse por medio de los métodos simplificados establecidos en el Anejo 19 del Código Estructural, apartados 7.3.3 (2) a (4).

7.2.4 Cálculo de la abertura de fisura

(101) El cálculo de la abertura de fisura se puede realizar mediante la utilización del método establecido en el apartado 7.3.4 del Anejo 19 del Código Estructural.

7.3 Control de deformaciones

7.3.1 Consideraciones generales

Las disposiciones (3), (4), (5) y (6) del Anejo 19 del Código Estructural no son de aplicación.

8 Definición de los detalles de proyecto de las armaduras pasivas y activas – Generalidades

Son de aplicación las siguientes cláusulas del Anejo 19 del Código Estructural.

8.1 (1)	8.7.5.1 (1)	8.10.3 (1)
8.1 (2)	8.7.5.1 (2)	8.10.3 (2)
8.1 (3)	8.7.5.1 (3)	8.10.3 (3)
8.1 (4)	8.7.5.1 (4)	8.10.3 (5)
8.2 (1)	8.7.5.1 (5)	8.10.4 (1)
8.2 (2)	8.7.5.1 (6)	8.10.4 (2)
8.2 (3)	8.7.5.1 (7)	8.10.4 (3)
8.2 (4)	8.7.5.2 (1)	8.10.4 (4)
8.3 (1)	8.8 (1)	8.10.5 (1)
8.3 (2)	8.8 (2)	8.10.5 (2)
8.3 (3)	8.8 (3)	8.10.5 (3)
8.4.1 (1)	8.8 (4)	8.10.5 (4)
8.4.1 (2)	8.8 (5)	
8.4.1 (3)	8.8 (6)	
8.4.1 (4)	8.8 (7)	
8.4.1 (5)	8.8 (8)	
8.4.1 (6)	8.9.1 (2)	
8.4.2 (1)	8.9.1 (3)	
8.4.2 (2)	8.9.1 (4)	
8.4.3 (1)	8.9.2 (1)	
8.4.3 (2)	8.9.2 (2)	
8.4.3 (3)	8.9.2 (3)	
8.4.3 (4)	8.9.3 (1)	
8.4.4 (1)	8.9.3 (2)	
8.4.4 (2)	8.9.3 (3)	
8.5 (1)	8.10.1.1 (1)	
8.5 (2)	8.10.1.2 (1)	
8.6 (1)	8.10.1.2 (2)	
8.6 (2)	8.10.1.3 (1)	
8.6 (3)	8.10.1.3 (2)	
8.6 (4)	8.10.1.3 (3)	
8.6 (5)	8.10.2.1 (1)	
8.7.1 (1)	8.10.2.2 (1)	
8.7.2 (1)	8.10.2.2 (2)	
8.7.2 (2)	8.10.2.2 (3)	
8.7.2 (3)	8.10.2.2 (4)	
8.7.2 (4)	8.10.2.2 (5)	
8.7.3 (1)	8.10.2.3 (1)	
8.7.4.1 (1)	8.10.2.3 (2)	
8.7.4.1 (2)	8.10.2.3 (3)	
8.7.4.1 (3)	8.10.2.3 (4)	
8.7.4.1 (4)	8.10.2.3 (5)	
8.7.4.2 (1)	8.10.2.3 (6)	

8.1 Grupos de barras

8.1.1 Generalidades

(101) Salvo que se especifique lo contrario, las reglas para las barras individuales se pueden aplicar igualmente a los grupos de barras. En un grupo, todas las barras deben tener las mismas características (tipo y calidad). Se pueden agrupar barras de diferentes tamaños en grupos en los cuales la relación entre los diámetros no sea superior a 1,7.

8.2 Armaduras de pretensado

8.2.3 Zonas de anclaje de elementos postesados

(104) Se deben evaluar los esfuerzos de tracción debidos a fuerzas concentradas por medio de un modelo de bielas y tirantes, u otros modelos que los representen de manera apropiada (véase el apartado 6.5 del Anejo 19). Se debe disponer la armadura suponiendo que va a trabajar con su resistencia de cálculo. Si la tensión en la armadura se limita a 250 N/mm^2 , no será necesario realizar la comprobación de la abertura de fisuras.

(106) Deben tenerse en cuenta consideraciones particulares en el dimensionamiento de zonas de anclaje donde se vayan a anclar dos o más armaduras activas.

NOTA: Se puede encontrar mayor información en el Apéndice J.

8.2.2 Anclajes y empalmes para tendones de pretensado

(105) Se debe evitar el empalme de las armaduras activas en un porcentaje mayor a un $X = 100\%$ en una sección, a menos que:

- Se disponga una armadura mínima continua, de acuerdo a la expresión 7.1 del Anejo 19 del Código Estructural (apartado 7.3.2), o
- Exista una tensión residual mínima de compresión de 3 N/mm^2 en la sección bajo la combinación característica de acciones.

Cuando parte de las armaduras activas estén unidas con empalmes en una sección particular, el resto de armaduras activas no pueden estar unidas con empalmes dentro de una distancia " a " de dicha sección.

Los valores de " a " a utilizarse establece en la Tabla A21.8.101.

Tabla A21.8.101. Distancia mínima entre secciones cuyos tendones se empalman con acopladores

Canto de la sección " h "	Distancia " a "
$\leq 1,5 \text{ m}$	$1,5 \text{ m}$
$1,5 \text{ m} < h < 3,0 \text{ m}$	$a = h$
$\geq 3,0 \text{ m}$	$3,0 \text{ m}$

(106) Si las losas se encuentran pretensadas en su dirección transversal, se debe prestar una atención especial a la disposición del pretensado, para conseguir una distribución razonablemente uniforme del mismo.

(107) En un ambiente agresivo, habrá que evitar disponer las aberturas y huecos necesarios para aplicar el tesado a las armaduras activas en la cara superior de las losas de calzada. En circunstancias excepcionales, donde vayan a existir aberturas y huecos en la cara superior de las losas de calzada, deben tomarse medidas adecuadas que aseguren la durabilidad.

(108) Si las armaduras activas están ancladas a una junta de construcción o dentro de un elemento de hormigón (en una correa externa, dentro de un hueco o totalmente en el interior del elemento), será necesario comprobar que existe una tensión residual mínima de compresión de al menos 3 N/mm^2 en la dirección de la fuerza del pretensado anclado, bajo la combinación frecuente de acciones. Si no se cumple dicha tensión residual mínima, será necesario disponer la armadura necesaria para absorber la tracción local detrás del anclaje. No se requiere la comprobación de la tensión residual si la armadura activa se empalma al anclaje considerado.

9 Definición de los detalles de proyecto de los elementos estructurales y reglas particulares

Son de aplicación las siguientes cláusulas del Anejo 19 del Código Estructural.

9.1 (1)	9.2.3 (1)	9.4.2 (1)	9.8.1 (1)
9.1 (2)	9.2.3 (2)	9.4.3 (1)	9.8.1 (2)
9.2.1.1 (1)	9.2.3 (3)	9.4.3 (2)	9.8.1 (4)
9.2.1.1 (2)	9.2.3 (4)	9.4.3 (3)	9.8.1 (5)
9.2.1.1 (3)	9.2.4 (1)	9.4.3 (4)	9.8.2.1 (1)
9.2.1.1 (4)	9.2.5 (1)	9.5.1 (1)	9.8.2.1 (2)
9.2.1.2 (1)	9.2.5 (2)	9.5.2 (1)	9.8.2.1 (3)
9.2.1.2 (2)	9.3 (1)	9.5.2 (2)	9.8.2.2 (1)
9.2.1.2 (3)	9.3.1.1 (1)	9.5.2 (3)	9.8.2.2 (2)
9.2.1.3 (1)	9.3.1.1 (2)	9.5.2 (4)	9.8.2.2 (3)
9.2.1.3 (2)	9.3.1.1 (3)	9.5.3 (2)	9.8.2.2 (4)
9.2.1.3 (3)	9.3.1.1 (4)	9.5.3 (3)	9.8.2.2 (5)
9.2.1.3 (4)	9.3.1.2 (1)	9.5.3 (4)	9.8.3 (1)
9.2.1.4 (1)	9.3.1.2 (2)	9.5.3 (5)	9.8.3 (2)
9.2.1.4 (2)	9.3.1.3 (1)	9.5.3 (6)	9.8.4 (1)
9.2.1.4 (3)	9.3.1.4 (1)	9.6.1 (1)	9.8.4 (2)
9.2.1.5 (1)	9.3.1.4 (2)	9.6.2 (1)	9.8.5 (1)
9.2.1.5 (2)	9.3.2 (1)	9.6.2 (2)	9.8.5 (2)
9.2.1.5 (3)	9.3.2 (2)	9.6.2 (3)	9.8.5 (3)
9.2.2 (3)	9.3.2 (3)	9.6.3 (1)	9.8.5 (4)
9.2.2 (4)	9.3.2 (4)	9.6.3 (2)	9.9 (1)
9.2.2 (5)	9.3.2 (5)	9.6.4 (1)	9.9 (2)
9.2.2 (6)	9.4.1 (1)	9.6.4 (2)	
9.2.2 (7)	9.4.1 (2)	9.7 (1)	
9.2.2 (8)	9.4.1 (3)	9.7 (3)	

9.1 Generalidades

(103) Con el fin de prevenir una rotura frágil, fisuras demasiado amplias y resistir los esfuerzos derivados de la coacción de acciones, se deben disponer áreas mínimas de armadura.

9.2 Vigas

9.2.1 Armadura de cortante

(101) La armadura de cortante tiene que formar un ángulo α comprendido entre 45° y 90° con el eje longitudinal del elemento estructural.

La disposición (2) del apartado 9.2.2 del Anejo 19 del Código Estructural no es de aplicación.

9.3 Soportes

9.3.1 Armadura transversal

(101) El diámetro de la armadura transversal (cercos, ganchos o armadura helicoidal) no puede ser menor que el mayor valor entre $\phi_{min} = 10 \text{ mm}$ y un cuarto del diámetro máximo de las barras longitudinales. El diámetro de los alambres de la malla electrosoldada empleada como armadura transversal no puede ser inferior a $\phi_{min, mesh} = 10 \text{ mm}$.

9.4 Vigas de gran canto

(102) La distancia entre dos barras adyacentes de la malla no será superior a s_{mesh} . El valor a utilizar para s_{mesh} es el menor valor entre la dimensión menor del elemento y 300 mm .

9.5 Cimentaciones

9.5.1 Encepados

(103) Se debe concentrar la armadura principal de tracción destinada a resistir los efectos de las acciones en las zonas de tracción situadas entre las cabezas de los pilotes. Las barras tendrán un diámetro mínimo $d_{min} = 12 \text{ mm}$. Si el área de esta armadura es al menos igual a la armadura mínima, se puede prescindir de las barras distribuidas uniformemente en la superficie inferior del elemento.

10 Reglas adicionales para elementos estructurales y estructuras de hormigón prefabricado

Son de aplicación las siguientes cláusulas del Anejo 19 del Código Estructural.

10.1.1	10.5.2 (1)	10.5.4.2 (1)	10.5.5.1 (5)
10.2 (1)	10.5.2 (2)	10.5.4.2 (2)	10.5.5.2 (1)
10.2 (2)	10.5.3 (1)	10.5.4.2 (3)	10.5.5.2 (2)
10.2 (3)	10.5.3 (2)	10.5.4.3 (1)	10.5.5.2 (3)
10.3.1.1 (1)	10.5.3 (3)	10.5.4.3 (2)	10.5.5.3 (1)
10.3.1.1 (2)	10.5.3 (4)	10.5.4.3 (3)	10.5.5.3 (2)
10.3.1.1 (3)	10.5.3 (5)	10.5.4.3 (4)	10.5.5.3 (3)
10.3.1.2 (1)	10.5.3 (6)	10.5.4.3 (5)	10.5.6.1 (1)
10.3.1.2 (2)	10.5.3 (7)	10.5.4.3 (6)	10.5.6.2 (1)
10.3.1.2 (3)	10.5.3 (8)	10.5.4.4 (1)	10.5.6.2 (2)
10.3.2.2 (1)	10.5.3 (9)	10.5.4.5 (1)	10.5.6.2 (3)
10.3.2.2 (2)	10.5.3 (10)	10.5.4.5 (2)	10.5.6.3 (1)
10.4.1 (1)	10.5.3 (11)	10.9.4.6 (1)	10.5.6.3 (2)
10.4.1 (2)	10.5.3 (12)	10.5.4.7 (1)	10.5.6.3 (3)
10.4.1 (3)	10.5.4.1 (1)	10.5.5.1 (1)	
10.4.2 (1)	10.5.4.1 (2)	10.5.5.1 (2)	
10.5.1 (1)	10.5.4.1 (3)	10.5.5.1 (3)	
10.5.1 (2)	10.5.4.1 (4)	10.5.5.1 (4)	

10.1 Generalidades

(101) Las reglas de esta sección son de aplicación en estructuras construidas parcial o totalmente con elementos de hormigón prefabricado y son complementarias a las reglas de otras secciones. Otros aspectos relacionados con los detalles constructivos, la producción y el montaje se establecen en las normas específicas de productos.

11 Estructuras de hormigón ligero

Son de aplicación las siguientes cláusulas del Anejo 19 del Código Estructural.

11.1	11.3.2 (1)	11.3.7 (1)	
11.1.1 (1)	11.3.2 (2)		
11.1.1 (2)	11.3.3 (1)		
	11.3.3 (2)	11.5.1	
	11.3.3 (3)	11.6.1 (1)	11.7 (1)
11.1.2 (1)	11.3.4 (1)		11.8.1 (1)
11.2 (1)	11.3.5 (1)	11.6.2 (1)	11.8.2 (1)
11.3.1 (1)	11.3.5 (2)		11.10 (1)
11.3.1 (2)	11.3.6 (1)		
11.3.1 (3)	11.3.6 (2)		

11.1 Disposiciones constructivas de los elementos y reglas particulares

(101) Normalmente, el diámetro de las barras embebidas en hormigón ligero no puede superar el valor de 32 *mm*. Para hormigón con áridos ligeros, el grupo de barras no puede estar compuesto por más de dos barras y el diámetro equivalente no puede exceder los 45 *mm*.

12 Estructuras de hormigón en masa y ligeramente armadas

Son de aplicación todas las cláusulas del Anejo 19 del Código Estructural.

13 Consideración en el proyecto del proceso constructivo

13.1 Generalidades

(101) Para puentes contruidos por fases, el proyecto debe tener en cuenta el procedimiento constructivo en las circunstancias siguientes:

- a) Cuando aparezcan esfuerzos, distintos a los que se producen en la estructura ya finalizada, en alguna sección estructural durante las fases de construcción (por ejemplo en la construcción de un tablero empujado, o en pilas de puentes contruidas por voladizos sucesivos).
- b) Cuando se produzca una redistribución de esfuerzos por efectos reológicos o por cambios en la disposición estructural durante el proceso de construcción (por ejemplo en puentes continuos contruidos vano a vano sobre cimbra o por voladizos)
- c) Cuando la redistribución de tensiones debido a efectos reológicos esté causada por cambios en las secciones estructurales durante el proceso de construcción (por ejemplo en tableros compuestos por vigas prefabricadas y losa hormigonada in situ).
- d) Cuando el montaje o la secuencia de hormigonado pueda tener una influencia sobre la estabilidad de la estructura durante su construcción, los esfuerzos en la estructura ya finalizada, o la geometría de la estructura ya finalizada.

(102) En estructuras en las cuales sean de aplicación alguna de las circunstancias descritas en los párrafos (101) a) a d), se deben comprobar los estados límite de servicio y estados límite últimos en las fases de construcción.

(103) En estructuras en las cuales sean de aplicación las circunstancias descritas en los párrafos (101) b) o c), se deben determinar los valores diferidos de los esfuerzos o las tensiones a partir de un análisis de redistribución de efectos. Se puede utilizar un método paso a paso o bien métodos aproximados para estos cálculos.

(104) En estructuras en las cuales sean de aplicación las circunstancias descritas en el párrafo (101) d), el montaje y los procedimientos o secuencias de hormigonado tienen que indicarse en los planos, o bien detallarse en un documento que explique el proceso constructivo.

13.2 Acciones durante la ejecución

(101) Las acciones a considerar durante la ejecución se indican en la reglamentación específica vigente.

(102) Para la comprobación en estado límite último del equilibrio estructural para puentes formados por dovelas contruidos por voladizos sucesivos, se tiene que considerar la presión desequilibrada del viento. Se debe considerar una presión vertical ascendente u horizontal de al menos $x = 200 \text{ N/m}^2$ actuando en uno de los voladizos.

(103) Para la comprobación de los estados límite de servicio en puentes contruidos in situ mediante voladizos sucesivos, se debe considerar una acción accidental derivada de una caída del encofrado. Dicha acción tiene que incluir los efectos

dinámicos. Se supone que la caída del encofrado se puede producir en cualquier fase de construcción (movimiento, hormigonado, etc.).

(104) Para construcción por voladizos sucesivos con dovelas prefabricadas, se debe tener en cuenta una caída accidental de una de las dovelas.

(105) Para puentes empujados se deben considerar las deformaciones impuestas.

13.3 Criterio de comprobación

13.3.1 Estados límite últimos

(101) Véase el apartado 6 de este Anejo.

13.3.2 Estados límite de servicio

(101) Las comprobaciones para las fases de ejecución serán las mismas que las que se realizan para la estructura una vez terminada, con las siguientes excepciones.

(102) No es necesario aplicar los criterios de comportamiento en servicio de la estructura finalizada para las fases intermedias de ejecución, siempre que ello no afecte a la durabilidad y al acabado final de la estructura (por ejemplo las deformaciones).

(103) Para puentes o elementos de puentes en los cuales el Estado Límite de Fisuración se compruebe bajo la combinación cuasi-permanente o frecuente de acciones sobre la estructura finalizada, se permiten tensiones de tracción menores que $k f_{ctm}(t)$ bajo la combinación cuasi-permanente de acciones durante la ejecución, tomando $k = 1,0$.

(104) Para puentes o elementos de puentes en los cuales se compruebe el Estado Límite de Fisuración bajo la combinación frecuente de acciones sobre la estructura finalizada, el Estado Límite de Fisuración tiene que comprobarse bajo la combinación cuasi-permanente de acciones durante la ejecución.

Apéndice A. Recomendaciones para la modificación de los coeficientes parciales de los materiales

Son de aplicación todas las cláusulas del Anejo 19 del Código Estructural.

Apéndice B. Métodos propuestos para estimar la deformación de fluencia y retracción

Las siguientes cláusulas del Anejo 19 del Código Estructural son de aplicación para el hormigón convencional, con excepción de las secciones particulares de gran espesor (véase a continuación).

B.1 (1)

B.1 (2)

B.1 (3)

B.2 (1)

El apartado B.2 es de aplicación específicamente al hormigón de altas prestaciones, fabricado con cementos de Clase R, con resistencia superior a la de los hormigones de clase $f_{ck} \geq 50 \text{ N/mm}^2$, con o sin humo de sílice. En general, se prefieren los métodos que se indican en el apartado B.2 a los que se establecen en el Anejo 19 del Código Estructural para los hormigones referidos anteriormente y para elementos de gran espesor, en los que la cinética de la fluencia básica y la fluencia por secado es bastante diferente. Hay que señalar que el contenido de este apéndice se ha comprobado mediante ensayos in situ y mediciones.

B.1 Generalidades

(101) Este apéndice puede utilizarse para calcular la fluencia y la retracción, incluyendo su evolución con el tiempo. Sin embargo, los valores experimentales pueden mostrar una dispersión de $\pm 30\%$ con relación a los valores de fluencia y retracción que se obtienen de acuerdo a este apéndice. Cuando se requiera una mayor precisión, debido a la sensibilidad estructural a la fluencia y/o retracción, debe realizarse una evaluación experimental de dichos efectos y de la evolución de las deformaciones diferidas. El apartado B.3 incluye indicaciones para la estimación experimental de los coeficientes de fluencia y retracción.

(102) En B.2 se presenta un método alternativo para evaluar la fluencia y la retracción para hormigones de alta resistencia ($f_{ck} > 50 \text{ N/mm}^2$). Dicho método alternativo tiene en cuenta el efecto de la adición de humo de sílice y aumenta significativamente la precisión de la estimación.

(103) Además, las expresiones para la fluencia en los apartados B.1 y B.2 son válidas cuando el valor medio de la resistencia en probeta cilíndrica del hormigón en el momento de la puesta en carga $f_{cm}(t_0)$ es mayor que $0,6f_{cm}(f_{cm}(t_0) > 0,6f_{cm})$.

Cuando el hormigón se cargue a edades tempranas, con un desarrollo significativo de la resistencia al comienzo del periodo de carga, debe realizarse una estimación específica del coeficiente de fluencia. Dicha estimación tiene que basarse en un método experimental y la obtención de una expresión matemática para la fluencia debe basarse en las indicaciones que se incluyen en el apartado B.3.

(104) La formulación, así como la estimación experimental de la fluencia y retracción, se basa en datos recogidos a lo largo de periodos de tiempo limitados. La extrapolación de dichos resultados para evaluaciones a muy largo plazo (por ejemplo

cien años) produce errores adicionales asociados a las expresiones matemáticas utilizadas en dicha extrapolación. Cuando la sobreestimación de las deformaciones diferidas produzca un incremento de la seguridad, y cuando el proyecto lo justifique, la fluencia y retracción, determinadas sobre la base de la formulación o estimación experimental, deben multiplicarse por un coeficiente de seguridad, según se indica en el apartado B.4.

B.2 Hormigón de Alta Resistencia

(101) En el caso del hormigón de alta resistencia (HAR), es decir, un hormigón con una clase resistente $f_{ck} \geq 55 \text{ N/mm}^2$, el modelo descrito en esta cláusula debe utilizarse para obtener una mayor coherencia con los datos experimentales, cuando se disponga de la información requerida para aplicar el modelo. Para un HAR sin humo de sílice, la fluencia es generalmente mayor que la estimada a través de las expresiones medias del apartado B.1. Cuando el porcentaje de árido sea inferior al 67%, lo cual puede ser más frecuente en el caso de hormigones autocompactantes, no debe utilizarse la formulación propuesta en este apartado sin una comprobación.

(102) El modelo distingue entre deformaciones que se producen en el hormigón sin pérdida de humedad y la deformación adicional debida al secado. Se proporcionan en esta cláusula dos expresiones para la retracción y otras dos para la fluencia. Los componentes de la deformación diferida son:

- Retracción autógena.
- Retracción por secado.
- Fluencia básica.
- Fluencia por secado.

Esta clasificación distingue los fenómenos que se rigen por diferentes mecanismos físicos. La retracción autógena está relacionada con el proceso de hidratación, mientras que la retracción por secado, que se debe a intercambios de humedad, está asociada al ambiente en el que se encuentra la estructura.

(103) Se proporciona una formulación específica para el hormigón con humo de sílice (HHS). A efectos de este apartado, se considera como hormigón con humo de sílice aquel que contenga una cantidad de humo de sílice de al menos el 5% del contenido de cemento en peso.

B.2.1 Retracción autógena

(101) La velocidad de hidratación rige la cinética de la retracción autógena. Por lo tanto, la velocidad de endurecimiento controla la evolución del fenómeno. El cociente $f_{cm}(t)/f_{ck}$, conocido como madurez del hormigón joven, se toma como variable principal antes de los 28 días. La retracción se puede despreciar para una madurez inferior a 0,1. Para edades superiores a los 28 días, la variable que gobierna la evolución de la retracción autógena es el tiempo.

El modelo para la evaluación de la retracción autógena es el siguiente:

- Para $t < 28$ días,

$$\text{Si } \frac{f_{cm}(t)}{f_{ck}} < 0,1 \quad \varepsilon_{ca}(t) = 0 \quad (\text{B.113})$$

$$\text{Si } \frac{f_{cm}(t)}{f_{ck}} \geq 0,1 \quad \varepsilon_{ca}(t) = (f_{ck} - 20) \left(2,2 \frac{f_{cm}(t)}{f_{ck}} - 0,2 \right) 10^{-6} \quad (\text{B.114})$$

donde

ε_{ca} es la retracción autógena que se produce entre la colocación y un tiempo t . En los casos en los que se desconozca la resistencia $f_{cm}(t)$, se puede evaluar de acuerdo con el apartado 3.1.2 (6) del Anejo 19 del Código Estructural.

- Para $t \geq 28$ días,

$$\varepsilon_{ca}(t) = (f_{ck} - 20) [2,8 - 1,1 \exp(-t/96)] 10^{-6} \quad (\text{B.115})$$

Por lo tanto, de acuerdo con este modelo, el 97% de la retracción autógena total se ha producido transcurridos 3 meses desde la puesta en obra del hormigón.

B.2.2 Retracción por secado

La formulación de este apartado es de aplicación para valores de la humedad relativa (HR) inferiores al 80%.

(101) La expresión para la retracción por secado es la siguiente:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \frac{K(f_{ck}) [72 \exp(-0,046 f_{ck}) + 75 - HR] (t - t_s) 10^{-6}}{(t - t_s) + \beta_{cd} h_0^2} \quad (\text{B.116})$$

$$\text{con: } K(f_{ck}) = 18 \quad \text{si } f_{ck} \leq 55 \text{ N/mm}^2$$

$$K(f_{ck}) = 30 - 0,21 f_{ck} \quad \text{si } f_{ck} > 55 \text{ N/mm}^2$$

$$\beta_{cd} = 0,007 \quad \text{para hormigón con humo de sílice}$$

$$\beta_{cd} = 0,021 \quad \text{para hormigón sin humo de sílice}$$

B.2.3 Fluencia

La formulación de este apartado es de aplicación para valores de la humedad relativa (HR) inferiores al 80%.

(101) La deformación de fluencia $\varepsilon_{cc}(t, t_0)$, es decir, la suma de la fluencia básica y la fluencia por secado, puede calcularse mediante la siguiente expresión:

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \frac{\sigma(t_0)}{E_c} [\varphi_b(t, t_0) + \varphi_d(t, t_0)] \quad (\text{B.117})$$

B.2.4 Fluencia básica

(101) El coeficiente de fluencia básica a tiempo infinito del hormigón con humo de sílice depende de la resistencia en la edad de puesta en carga $f_{cm}(t_0)$. Además, cuanto más joven es el hormigón en el momento de puesta en carga, más rápida es la deformación. Sin embargo, esta tendencia no se ha observado para el hormigón sin humo de sílice, para el que se va a suponer que el coeficiente de fluencia permanece constante con un valor medio de 1,4. Por consiguiente, el término cinético es función de la madurez, expresada por medio de la relación $f_{cm}(t)/f_{ck}$. La ecuación es:

$$\varphi_b(t, t_0) = \varphi_{b0} \frac{\sqrt{t-t_0}}{[\sqrt{t-t_0} + \beta_{bc}]} \quad (\text{B.118})$$

con: $\varphi_{b0} = \frac{3,6}{f_{cm}(t_0)^{0,37}}$ para hormigón con humo de sílice
 $\varphi_{b0} = 1,4$ para hormigón sin humo de sílice

y $\beta_{bc} = 0,37 \exp\left(2,8 \cdot \frac{f_{cm}(t_0)}{f_{ck}}\right)$ para hormigón con humo de sílice
 $\beta_{bc} = 0,4 \exp\left(3,1 \cdot \frac{f_{cm}(t_0)}{f_{ck}}\right)$ para hormigón sin humo de sílice

B.2.5 Fluencia por secado

La formulación de este apartado es de aplicación para valores de la humedad relativa (*HR*) inferiores al 80%.

(101) La fluencia por secado, que es muy baja en hormigones con humo de sílice, se evalúa con referencia a la retracción por secado que se produce durante el mismo periodo. El coeficiente de fluencia por secado se puede expresar mediante la ecuación simplificada siguiente:

$$\varphi_a(t, t_0) = \varphi_{a0} [\varepsilon_{ca}(t) - \varepsilon_{ca}(t_0)] \quad (\text{B.121})$$

con: $\varphi_{a0} = 1000$ para hormigón con humo de sílice
 $\varphi_{a0} = 3200$ para hormigón sin humo de sílice

B.3 Procedimiento experimental de identificación

(101) Para poder evaluar con mayor precisión las deformaciones diferidas, puede ser necesario identificar los parámetros incluidos en los modelos que describen la fluencia y retracción a través de mediciones experimentales. Se puede utilizar el siguiente procedimiento, basado en la determinación experimental de los coeficientes empleados en la formulación del apartado B.2.

(102) Los datos experimentales pueden obtenerse a partir de ensayos adecuados de retracción y fluencia, ambos en condiciones autógenas y de secado. Las mediciones se deben obtener bajo condiciones controladas y con un registro de al menos 6 meses.

B.3.1 Retracción autógena

(101) Hay que dividir el modelo para la retracción autógena en dos partes.

- Para $t < 28$ días,

$$\text{Si } \frac{f_{cm}(t)}{f_{ck}} \geq 0,1 \quad \varepsilon_{ca}(t) = \beta_{ca1} (f_{ck} - 20) \left(2,2 \cdot \frac{f_{cm}(t)}{f_{ck}} - 0,2 \right) 10^{-6} \quad (\text{B.122})$$

El parámetro β_{ca1} se debe seleccionar de modo que se reduzca al mínimo la suma de los cuadrados de las diferencias entre la estimación del modelo y los resultados experimentales desde el comienzo de las mediciones hasta los 28 días.

- Para $t \geq 28$ días,

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{ca1}(f_{ck} - 20)[\beta_{ca2} - \beta_{ca3}\exp(-t/\beta_{ca4})]10^{-6} \quad (B.123)$$

Los parámetros β_{ca2} , β_{ca3} y β_{ca4} deben seleccionarse utilizando el mismo método empleado para obtener el parámetro β_{ca1} .

B.3.2 Retracción por secado

La formulación de este apartado es de aplicación para valores de la humedad relativa (HR) inferiores al 80%.

(101) La expresión para la retracción por secado es la siguiente:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{cd1} \frac{K(f_{ck})[72 \exp(-0,046f_{ck}) + 75 - HR](t - t_s)10^{-6}}{(t - t_s) + \beta_{cd2}h_0^2} \quad (B.124)$$

Los parámetros β_{cd1} y β_{cd2} se deben seleccionar de modo que se reduzca al mínimo la suma de los cuadrados de las diferencias entre la estimación del modelo y los resultados experimentales.

B.3.3 Fluencia básica

(101) Se deben identificar dos parámetros, uno global, β_{cd1} , que se aplica a la expresión completa para la fluencia básica,

$$\varphi_b(t, t_0, f_{ck}, f_{cm}(t_0)) = \beta_{cd1} \varphi_{b0} \cdot \frac{\sqrt{t - t_0}}{[\sqrt{t - t_0} + \beta_{bc}]} \quad (B.125)$$

Y otro, β_{cd2} , que está incluido en la expresión de β_{bc} :

$$\begin{aligned} \beta_{bc} &= \beta_{bc2} \exp\left(2,8 \cdot \frac{f_{cm}(t_0)}{f_{ck}}\right) \quad \text{para hormigón con humo de sílice} \\ \beta_{bc} &= \beta_{bc2} \exp\left(3,1 \cdot \frac{f_{cm}(t_0)}{f_{ck}}\right) \quad \text{para hormigón sin humo de sílice} \end{aligned} \quad (B.126)$$

Los dos parámetros se deben determinar de modo que se reduzca al mínimo la suma de los cuadrados de las diferencias entre la estimación del modelo y los resultados experimentales.

B.3.4 Fluencia por secado

La formulación de este apartado es de aplicación para valores de la humedad relativa (HR) inferiores al 80%.

(101) Únicamente debe identificarse el parámetro φ_{d0} .

$$\varphi_d(t) = \varphi_{d0}[\varepsilon_{cd}(t) - \varepsilon_{cd}(t_0)] \quad (B.127)$$

Este parámetro se debe determinar de modo que se reduzca al mínimo la suma de los cuadrados de las diferencias entre la estimación del modelo y los resultados experimentales.

B.4 Estimación de la deformación diferida

(101) La formulación de fluencia y retracción y las determinaciones experimentales se basan en datos recogidos a lo largo de periodos de tiempo limitados. La

extrapolación de dichos resultados para evaluaciones a muy largo plazo (por ejemplo cien años) introduce errores adicionales asociados a las expresiones matemáticas utilizadas para la extrapolación.

(102) La formulación que se recoge en los apartados B.1 y B.2 de este apéndice proporciona una estimación media satisfactoria de las deformaciones diferidas extrapoladas a largo plazo. Sin embargo, cuando la sobreestimación de las deformaciones diferidas produzca un incremento de la seguridad y cuando el proyecto así lo requiera, la fluencia y retracción, obtenidas a partir de la formulación o de la estimación experimental, deben multiplicarse por un coeficiente de seguridad.

(103) Con el fin de tener en cuenta la incertidumbre referente a las deformaciones diferidas reales en el hormigón (por ejemplo la incertidumbre relacionada con la validez de la extrapolación de la formulación matemática generada a partir de mediciones de fluencia y retracción en un periodo relativamente corto), se puede incluir el coeficiente de seguridad γ_{lt} . Los valores de γ_{lt} se establecen en la Tabla A21.B.101.

Tabla A21.B.101 – Coeficiente de seguridad para la extrapolación a largo plazo de las deformaciones diferidas, cuando corresponda

T (edad del hormigón para la estimación de deformaciones diferidas)	γ_{lt}
$t < 1$ año	1
$t = 5$ años	1,07
$t = 10$ años	1,1
$t = 50$ años	1,17
$t = 100$ años	1,20
$t = 300$ años	1,25

que se corresponden con la siguiente ecuación matemática:

$$\begin{aligned}
 \text{Si } t \leq 1 \text{ año} \quad \gamma_{lt} &= 1 \\
 \text{Si } t \geq 1 \text{ año} \quad \gamma_{lt} &= 1 + 0,1 \log \left(\frac{t}{t_{ref}} \right)
 \end{aligned}
 \tag{B.128}$$

con

$$t_{ref} = 1 \text{ año}$$

Cuando la edad del hormigón sea inferior a 1 año, se pueden utilizar directamente las expresiones B1 y B2, ya que corresponden a la duración de los experimentos utilizados para la calibración de las ecuaciones.

Cuando la edad del hormigón sea mayor o igual a 1 año y, en particular, para la evaluación de las deformaciones a largo plazo, los valores que se establecen en las expresiones (B.1) y (B.11) del Anejo 19 del Código Estructural y en las expresiones (B.16) y (B.118) de este apéndice (amplitud de las deformaciones diferidas en un tiempo t) tienen que multiplicarse por γ_{lt} .

Apéndice C. Propiedades del acero para armaduras pasivas adecuadas para su utilización con este Anejo

Son de aplicación todas las cláusulas establecidas en el Artículo 34 del Código Estructural.

Apéndice D. Método propuesto de cálculo detallado de las pérdidas por relajación del pretensado

Son de aplicación todas las cláusulas del Anejo 19 del Código Estructural.

Apéndice E. Clases resistentes indicativas para la durabilidad

Son de aplicación todas las cláusulas establecidas en el Capítulo 9 del Código Estructural.

Apéndice F Expresiones propuestas para la armadura de tracción bajo condiciones de tensión plana

NOTA: El convenio de signos utilizado en este apéndice se corresponde al que emplea el Anejo 19 del Código Estructural y difiere del que se utiliza en el Apartado 6.9 y en los Apéndices LL y MM de este apéndice.

Son de aplicación las siguientes cláusulas del Anejo 19 del Código Estructural.

F.1 (1)

F.1 (2)

F.1 (3)

F.1 (5)

F.1 Generalidades

(104) Se requiere armadura en las zonas donde σ_{Edy} sea una tensión de tracción o se cumpla que $\sigma_{Edx} \cdot \sigma_{Edy} \leq \tau_{Edxy}^2$.

La armadura óptima, correspondiente a un valor de $\theta = 45^\circ$, se representa por el superíndice ' y la correspondiente tensión en el hormigón se obtiene mediante:

Si $\sigma_{Edx} \leq |\tau_{Edxy}|$

$$f'_{tdx} = |\tau_{Edxy}| - \sigma_{Edx} \quad (F.2)$$

$$f'_{tdy} = |\tau_{Edxy}| - \sigma_{Edy} \quad (F.3)$$

$$\sigma_{cd} = 2|\tau_{Edxy}| \quad (F.4)$$

Si $\sigma_{Edx} > |\tau_{Edxy}|$

$$f'_{tdx} = 0 \quad (F.5)$$

$$f'_{tdy} = \frac{\tau_{Edxy}^2}{\sigma_{Edx}} - \sigma_{Edy} \quad (F.6)$$

$$\sigma_{cd} = \sigma_{Edx} \left(1 + \left(\frac{\tau_{Edxy}}{\sigma_{Edx}} \right)^2 \right) \quad (F.7)$$

Se debe comprobar la tensión del hormigón σ_{cd} con un modelo realista de secciones fisuradas (véase el apartado 6.9 "Elementos de membrana" de este anexo).

NOTA: Se obtiene la armadura mínima si las direcciones de la armadura coinciden con las direcciones de las tensiones principales.

De forma alternativa, para el caso general se puede determinar la armadura necesaria y la tensión en el hormigón mediante las expresiones:

$$f_{tdx} = |\tau_{Edxy}| \cot \theta - \sigma_{Edx} \quad (F.8)$$

$$f_{tdy} = |\tau_{Edxy}| / \cot \theta - \sigma_{Edy} \quad (F.9)$$

$$\sigma_{cd} = |\tau_{Edxy}| \left(\cot \theta + \frac{1}{\cot \theta} \right) \quad (\text{F.10})$$

donde

θ es el ángulo que forma la tensión principal de compresión en el hormigón con el eje x .

NOTA: Se debe elegir el valor de $\cot \theta$ de forma que se eviten valores de compresión de f_{td} .

Con el fin de evitar fisuras inaceptables en estado límite de servicio y para asegurar la capacidad de deformación requerida en estado límite último, la armadura obtenida a partir de las expresiones (F.8) y (F.9) para cada dirección no puede ser mayor que el doble ni menor que la mitad de la armadura obtenida mediante las expresiones (F.2) y (F.3) o (F.5) y (F.6). Estas limitaciones se expresan mediante $1/2 f'_{tdx} \leq f_{tdx} \leq 2f'_{tdx}$ y $1/2 f'_{tdy} \leq f_{tdy} \leq 2f'_{tdy}$.

Apéndice G Recomendaciones para la consideración de la interacción suelo-estructura

Son de aplicación todas las cláusulas del Anejo 19 del Código Estructural.

Apéndice H. Efectos globales de segundo orden en estructuras

Estas consideraciones, recogidas en el Anejo 19 del Código Estructural no se pueden utilizar para el diseño de puentes.

Apéndice I.Recomendaciones para el análisis de losas planas y pantallas

Son de aplicación las siguientes cláusulas del Anejo 19 del Código Estructural.

I.1.1 (1)

I.1.1 (2)

I.1.2 (1)

I.1.2 (2)

I.1.2 (3)

I.1. Análisis del pórtico equivalente

Las disposiciones (4) y (5) del Anejo 19 del Código Estructural no son de aplicación.

Apéndice J. Ejemplos de disposiciones constructivas para situaciones particulares

Son de aplicación las siguientes cláusulas del Anejo 19 del Código Estructural.

J.1 (1)	J.2.1 (1)	J.2.3 (1)	J.3 (4)
J.1 (3)	J.2.2 (1)	J.2.3 (2)	J.3 (5)
J.1 (4)	J.2.2 (2)	J.3 (1)	
J.1 (5)	J.2.2 (3)	J.3 (2)	
J.1 (6)	J.2.2 (4)	J.3 (3)	

J.1 Áreas parcialmente cargadas

J.1.1 Zonas de apoyo en puentes

(101) El dimensionamiento de las zonas de apoyo en puentes debe ser conforme con las reglas que se establecen en este apartado y en 6.5 y 6.7 del Anejo 19.

(102) La distancia desde el borde del área cargada al borde libre de la sección de hormigón no debe ser inferior a 1/6 de la dimensión correspondiente de la zona cargada, medida en la misma dirección. En ningún caso se puede tomar una distancia al borde libre inferior a 50 mm.

(103) Para hormigones de clase $f_{ck} = 55 \text{ N/mm}^2$ o superior, se debe sustituir el valor de f_{cd} en la fórmula (6.63) del Anejo 19 por la expresión $\frac{0,46 \cdot f_{ck}^{2/3}}{1+0,1 \cdot f_{ck}} \cdot f_{cd}$.

(104) Con el fin de evitarlos daños locales en los bordes de las piezas, se debe disponer una armadura paralela a la cara cargada y uniformemente distribuida hasta el punto en el que las tensiones locales de compresión se hayan dispersado. Este punto se determina dibujando una línea inclinada formando con un ángulo $\theta (30^\circ)$ con la dirección de aplicación de la carga, desde el borde de la superficie cargada hasta la intersección con el borde opuesto de la pieza, como se muestra en la Figura A21.J.107. La armadura dispuesta para evitar el deslizamiento del borde se tiene que anclar de forma adecuada.

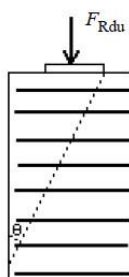


Figura A21.J.107 – Determinación de la zona de colocación de armadura

(105) La armadura dispuesta con el fin de evitar los daños locales en los bordes de las piezas (A_r), debe calcularse de acuerdo con la expresión $A_r \cdot f_{yd} \geq F_{Rdu}/2$.

J.1.2 Zonas de anclaje en elementos postesos

(101) Las siguientes reglas son de aplicación, junto con las que se establecen en el apartado 8.10.3 del Anejo 19 del Código Estructural para el dimensionamiento de zonas de anclaje, donde se vayan a anclar dos o más armaduras activas.

(102) Se deben comprobar la tensión existente detrás de las placas de anclaje de la siguiente forma:

- La distancia mínima entre el eje del anclaje y el borde del hormigón no puede ser menor que la especificada en la correspondiente Evaluación Técnica Europea Este valor mínimo depende de la resistencia del hormigón en el momento del tesado.
- La armadura necesaria para prevenir la rotura y desconchamiento en las zonas de anclaje se determina en relación a un prisma rectangular de hormigón, conocido como el prisma transversal de regularización, situado detrás de cada anclaje. La sección del prisma asociado a cada anclaje se conoce como rectángulo asociado. El rectángulo asociado tiene el mismo centro y los mismos ejes de simetría que la placa de anclaje (que deberá tener dos ejes de simetría) y deberá cumplir:

$$\frac{P_{max}}{c \cdot c'} \leq 0,6 \cdot f_{ck}(t) \quad (J.101)$$

donde:

P_{max} es la fuerza máxima aplicada a la armadura activa, de acuerdo con el apartado 5.10.2.1 del Anejo 19.

c, c' son las dimensiones del rectángulo asociado

$f_{ck}(t)$ es la resistencia del hormigón en el momento de tesado

El rectángulo asociado tiene aproximadamente el mismo coeficiente de forma que la placa de anclaje. Esta condición se cumple si c/a y c'/a' no son mayores que $1,25 \sqrt{\frac{c \cdot c'}{a \cdot a'}}$, donde a y a' son las dimensiones del rectángulo más pequeño que contiene a la placa de anclaje.

- Los rectángulos asociados con anclajes situados en la misma sección deben permanecer en el interior del hormigón y no pueden solaparse.
- El “prisma transversal de regularización” representa de forma muy aproximada el volumen de hormigón en el cual las tensiones van a cambiar, desde valores muy altos, justo detrás de la placa de anclaje, hasta un valor razonable para el hormigón bajo compresión uniaxial. El eje del prisma coincide con el eje de la armadura activa, su base es el rectángulo asociado y su altura detrás del anclaje se toma igual a $1,2 \cdot \max(c, c')$. Los prismas asociados a diferentes anclajes pueden solaparse (esto puede ocurrir cuando las armaduras activas no son paralelas), pero deben permanecer en el interior del hormigón.

(103) La armadura necesaria para prevenir la rotura y el desconchamiento del hormigón en cada prisma de regularización (definido en la regla anterior (102)) no puede ser inferior a:

$$A_s = 0,15 \frac{P_{max}}{f_{yd}} \gamma_{p,unfav} \quad \text{con } \gamma_{p,unfav} \geq 1,20 \quad (\text{J.102})$$

donde

P_{max} es la fuerza máxima aplicada a la armadura activa, de acuerdo con la expresión (5.41) del apartado 5.10.2.1 del Anejo 19 y f_{yd} es el límite elástico de cálculo de la armadura pasiva.

Se debe distribuir la armadura pasiva en las dos direcciones a lo largo de la longitud del prisma. El área de armadura pasiva dispuesta en la cara cargada no puede ser inferior a $0,03 \frac{P_{max}}{f_{yd}} \gamma_{p,unfav}$ en cada dirección.

(104) Se debe disponer la armadura mínima para el sistema de pretensado según lo indicado en la correspondiente Evaluación Técnica Europea. La disposición de la armadura se tiene que modificar si se utiliza para resistir los esfuerzos de tracción calculados de acuerdo con el apartado 8.10.3 (4) del Anejo 19 del Código Estructural .

Apéndice KK. Métodos propuestos para evaluar los efectos estructurales producidos por el comportamiento diferido del hormigón

KK.1 Introducción

Este apéndice describe diferentes métodos para evaluar los efectos estructurales del comportamiento reológico del hormigón.

KK.2 Consideraciones generales

(101) Se deben considerar, generalmente, los efectos estructurales producidos por el comportamiento reológico del hormigón, tales como la variación de deformaciones o de esfuerzos, en condiciones de servicio.

NOTA: En casos particulares (por ejemplo estructuras o elementos estructurales sensibles a los efectos de segundo orden, o estructuras en las que no se pueden redistribuir los efectos de estas acciones), los efectos diferidos pueden tener además una influencia en Estado Límite Último (ELU).

(102) Cuando las tensiones de compresión en el hormigón sean menores que $0,45f_{ck}(t)$ bajo la combinación cuasi-permanente, será adecuado realizar un análisis estructural lineal y adoptar un modelo viscoelástico lineal de envejecimiento. El comportamiento diferido del hormigón debe describirse por medio del coeficiente de fluencia $\varphi(t, t_0)$ o la función de fluencia $J(t, t_0)$ o, alternativamente, por la función de relajación $R(t, t_0)$. Para valores más elevados de tensiones de compresión, deben considerarse los efectos no lineales de la fluencia.

(103) El análisis diferido para evaluar la deformación y los esfuerzos en estructuras de hormigón armado y pretensado con coacciones rígidas puede llevarse a cabo suponiendo que las estructuras son homogéneas y que puede ignorarse la limitada variabilidad de las propiedades del hormigón en diferentes zonas de la estructura. Cualquier variación en las condiciones de las coacciones durante las fases de construcción o la vida útil de la estructura se debe tener en cuenta en el análisis.

(104) En la Tabla A21.KK 101 se muestran los diferentes tipos de análisis y sus aplicaciones típicas.

Tabla A21.KK.101 – Tipos de análisis

Tipo de análisis	Comentario y aplicación típica
Método general y método paso a paso en el tiempo	Métodos generales aplicables a todas las estructuras. Particularmente son útiles para la comprobación de fases intermedias de construcción en estructuras donde las propiedades varían a lo largo de la longitud (por ejemplo en construcción por voladizos sucesivos).
Métodos basados en los teoremas de la viscoelasticidad lineal	Métodos aplicables a estructuras homogéneas con coacciones rígidas.
Método del coeficiente de envejecimiento	Este método será útil cuando únicamente haya que estimar la distribución de esfuerzos y tensiones a lo largo del tiempo. Es aplicable a puentes con secciones mixtas (vigas prefabricadas y losas ejecutadas in situ).
Método del coeficiente de envejecimiento simplificado	Método aplicable a estructuras en las que se van a producir cambios en las condiciones de apoyo (por ejemplo construcción vano a vano o construcción por voladizos sucesivos).

Todos los métodos citados suponen que:

- La fluencia y la retracción se consideran como independientes entre sí.
- Para cada tipo de hormigón en una sección, se adoptarán unas propiedades medias de la fluencia y retracción, ignorando cualquier diferencia poco significativa entre diferentes posiciones.
- El principio de superposición es válido para evaluar la deformación total debida a acciones aplicadas en diferentes edades.

Las secciones siguientes describen los detalles principales de alguno de los métodos.

KK.3 Método general

(101) Se establecen las siguientes hipótesis:

a) La ecuación fundamental para la deformación diferida del hormigón es:

$$\varepsilon_c(t) = \frac{\sigma_0}{E_c(t_0)} + \varphi(t, t_0) \frac{\sigma_0}{E_c(28)} + \sum_{i=1}^n \left(\frac{1}{E_c(t_i)} + \frac{\varphi(t, t_i)}{E_c(28)} \right) \Delta\sigma(t_i) + \varepsilon_{cs}(t, t_s) \quad (\text{KK.101})$$

En esta ecuación, el primer término representa la deformación instantánea debida a una tensión aplicada en t_0 . El segundo término representa la fluencia debida a la tensión anterior. El tercer término representa la suma de la deformación instantánea y de fluencia debida a la variación en las tensiones que se produce en el instante t_i . El cuarto término representa la deformación por retracción.

- b) La armadura pasiva tiene un comportamiento lineal bajo cargas instantáneas. Cuando la tensión en la armadura activa sea mayor que $0,5f_{pmax}$, se deberá tener en cuenta el fenómeno de la relajación, así como un estado variable de deformación.
- c) Se considera una adherencia perfecta entre el hormigón y la armadura adherente.
- d) En elementos lineales, se acepta que las secciones planas permanecen planas después de la deformación.
- e) Se cumplen las condiciones de equilibrio y compatibilidad.

(102) La fluencia del hormigón en cada sección depende de su historia de tensiones. Esto se tiene en cuenta empleando el método paso a paso. El análisis estructural se efectúa en intervalos de tiempo sucesivos, manteniendo las condiciones de equilibrio y compatibilidad y utilizando las propiedades básicas de los materiales en cada uno de los instantes considerados. Se calcula la deformación en intervalos de tiempo sucesivos utilizando la variación de tensiones en el hormigón en el intervalo de tiempo anterior.

KK.4 Método paso a paso en el tiempo

(101) En el instante t , en el que la tensión aplicada es σ , la deformación de fluencia $\varepsilon_{cc}(t)$, la deformación potencial de fluencia $\varepsilon_{\infty cc}(t)$ (es decir la deformación de fluencia que se alcanza en el instante $t = \infty$, si la tensión aplicada en el instante t se mantiene constante) y la velocidad de fluencia se deducen teóricamente de la historia completa de cargas.

(102) La deformación potencial de fluencia en el instante t puede determinarse utilizando el principio de superposición (para interpretar la notación, véase la expresión (KK.101) y el Apéndice B del Anejo 19 del Código Estructural):

$$\frac{d\varepsilon_{\infty cc}(t)}{dt} = \frac{d\sigma}{dt} \frac{\varphi(\infty, t)}{E_c} \quad (\text{KK.102})$$

(103) En el instante t se puede definir un tiempo equivalente t_e tal que, bajo la aplicación de una tensión constante desde el tiempo t_e , se obtenga el mismo valor para la deformación de fluencia y la deformación potencial de fluencia. El parámetro t_e debe cumplir la ecuación:

$$\varepsilon_{\infty cc}(t) \cdot \beta_c(t, t_e) = \varepsilon_{cc}(t) \quad (\text{KK.103})$$

La velocidad de fluencia en el instante t puede calcularse entonces utilizando la curva de fluencia correspondiente al tiempo equivalente:

$$\frac{d\varepsilon_{cc}(t)}{dt} = \varepsilon_{\infty cc}(t) \frac{\partial \beta_c(t, t_e)}{\partial t} \quad (\text{KK.104})$$

(104) Cuando $|\varepsilon_{cc}(t)| > |\varepsilon_{\infty cc}(t)|$, lo que se produce de forma particular en el caso de descarga por fluencia, se define t_e correspondiente a la fase actual y se tiene en cuenta el cambio de signo de la tensión aplicada. Se obtiene la siguiente ecuación:

$$\varepsilon_{ccMax}(t) - \varepsilon_{cc}(t) = (\varepsilon_{ccMax}(t) - \varepsilon_{\infty cc}(t)) \cdot \beta_c(t, t_e) \quad (KK.105)$$

$$\frac{d(\varepsilon_{ccMax}(t) - \varepsilon_{cc}(t))}{dt} = (\varepsilon_{ccMax}(t) - \varepsilon_{\infty cc}(t)) \cdot \frac{\partial \beta_c(t, t_e)}{\partial t} \quad (KK.106)$$

donde

$\varepsilon_{ccMax}(t)$ es el último valor de la deformación de fluencia que se alcanza antes del instante t .

KK.5 Aplicación de los teoremas de la viscoelasticidad lineal

(101) En estructuras con coacciones rígidas, inicialmente se pueden evaluar las tensiones y deformaciones por medio de un análisis elástico de la estructura suponiendo que el módulo elástico es constante.

(102) Las propiedades reológicas del hormigón están totalmente caracterizadas por la función de fluencia $J(t, t_0)$ y la función de relajación $R(t, t_0)$, donde:

$J(t, t_0)$ representa la deformación total por unidad de tensión, es decir, la respuesta en términos de deformación en el instante “ t ” que resulta de la aplicación de una tensión unitaria en el instante “ t_0 ” que se mantiene constante.

$R(t, t_0)$ representa la respuesta en términos de tensión en el instante “ t ” que resulta de la aplicación de una deformación unitaria en el instante “ t_0 ” que se mantiene constante.

(103) Bajo acciones directas (acciones impuestas), las tensiones elásticas no se ven modificadas por la fluencia. Se pueden evaluar las deformaciones $D(t)$ en un instante “ t ” integrando los incrementos de deformación elástica, multiplicados por el coeficiente de fluencia $J(t, \tau) \cdot E_c$.

$$S(t) = S_{el}(t_0) \quad (KK.107)$$

$$D(t) = E_c \int_0^t J(t, \tau) dD_{el}(\tau) \quad (KK.108)$$

(104) Bajo acciones indirectas (deformaciones impuestas), las deformaciones elásticas no se modifican por la fluencia. Se pueden evaluar las tensiones en un instante “ t ” integrando los incrementos de tensión elástica, multiplicados por el coeficiente de relajación $R(t, \tau)/E_c$.

$$D(t) = D_{el}(t_0) \quad (KK.109)$$

$$S(t) = \frac{1}{E_c} \int_0^t R(t, \tau) dS_{el}(\tau) \quad (KK.110)$$

(105) En una estructura sometida a cargas impuestas constantes, donde el esquema estático inicial (101) se modifica hacia un esquema final (102) por la introducción de coacciones adicionales en un instante $t_1 \geq t_0$ (siendo t_0 la edad de puesta en carga de la estructura), la distribución de tensiones evoluciona para $t > t_1$ y se aproxima a la distribución correspondiente a la aplicación de la carga en el esquema estático final:

$$S_2(t) = S_{el,1} + \xi(t, t_0, t_1) \Delta S_{el,1} \quad (KK.111)$$

donde:

$S_2(t)$ es la distribución de tensiones para $t > t_1$ en la estructura con las coacciones modificadas.

$S_{el,1}$ es la distribución elástica de tensiones en el esquema estático inicial.

$\Delta S_{el,1}$ es la corrección que se necesita aplicar a la solución elástica $S_{el,1}$ para cumplir con la solución elástica correspondiente con la aplicación de la carga en el esquema estático final.

$\xi(t, t_0, t_1)$ es la función de redistribución

$$\xi(t, t_0, t_1) = \int_{t_1}^t R(t, \tau) dJ(\tau, t_0) \quad (KK.112)$$

Con

$$0 \leq \xi(t, t_0, t_1) \leq 1$$

y

$$\xi(t, t_0, t_0^+) = 1 - \frac{R(t, t_0)}{E_c(t_0)} \quad (KK.113)$$

(106) En los casos en los que la transición desde el esquema estático inicial hacia el esquema final se realice por medio de diferentes modificaciones en las coacciones, aplicadas en diferentes instantes $t_i \geq t_0$, la variación de tensiones producidas por la fluencia, debido al efecto de aplicar un grupo de coacciones adicionales Δn_j en el instante t_j , es independiente de la historia de las coacciones anteriores adicionales introducidas en los instantes $t_i < t_j$ y únicamente depende de la aplicación de las coacciones Δn_j .

$$S_{j+1} = S_{el,1} + \sum_{i=1}^j \xi(t, t_0, t_i) \Delta S_{el,i} \quad (KK.114)$$

KK.6 Método del coeficiente de envejecimiento

(101) El método del coeficiente de envejecimiento permite calcular a tiempo infinito las variaciones en las tensiones, deformaciones, esfuerzos y movimientos debido al comportamiento diferido del hormigón y de la armadura activa, sin recurrir a un análisis temporal discreto. En particular, a nivel de sección, los cambios en la deformación axial y en la curvatura debidos a la fluencia, retracción y relajación pueden determinarse utilizando un procedimiento relativamente simple.

(102) La deformación producida por variaciones en el tiempo de las tensiones en el hormigón se puede calcular como la que resultaría de un incremento de tensión aplicado y mantenido constante en el tiempo desde una edad intermedia.

$$\int_{\tau=t_0}^t (1 + \varphi(t, \tau)) d\sigma(\tau) = (1 + \chi(t, t_0) \varphi(t, t_0)) \Delta \sigma_{t_0 \rightarrow t} \quad (KK.118)$$

donde χ es el coeficiente de envejecimiento. El valor de χ se puede determinar en cualquier instante, por medio de un cálculo paso a paso, o bien se puede suponer igual a 0,80 para $t = \infty$.

La relajación para una deformación variable se puede determinar de forma simplificada a tiempo infinito, como la relajación correspondiente a una longitud constante, multiplicada por un coeficiente de reducción de 0,80.

KK.7 Formulación simplificada

(101) Se pueden determinar los esfuerzos a tiempo infinito t_{∞} para aquellas estructuras que van a experimentar cambios en las condiciones de apoyo (construcción vano a vano, construcción por voladizos sucesivos, movimientos en los apoyos, etc.) utilizando un método simplificado. En estos casos, como primera aproximación, se puede obtener la distribución de los esfuerzos a t_{∞} como:

$$s_{\infty} = s_0 + (s_c - s_0) \cdot \frac{\varphi(\infty, t_0) - \varphi(t_c, t_0)}{1 + \chi \varphi(\infty, t_c)} \quad (\text{KK.119})$$

donde:

- s_0 representa los esfuerzos al final del proceso constructivo.
- s_c representa los esfuerzos obtenidos si la estructura se hubiese construido sobre cimbra.
- t_0 es la edad del hormigón en el momento de aplicación de la carga.
- t_c es la edad del hormigón en el cambio de las condiciones de apoyo.

Apéndice LL. Propuesta para los elementos de hormigón tipo lámina

(101) Este apartado es de aplicación en elementos tipo lámina, en los que existen generalmente ocho componentes de los esfuerzos. Los ocho componentes de los esfuerzos se enumeran a continuación y se muestran en la Figura A21.LL.1, para el caso de un elemento de dimensiones unitarias:

- 3 componentes de placa $n_{Edx}, n_{Edy}, n_{Edxy} = n_{Edyx}$
- 3 componentes de losa $m_{Edx}, m_{Edy}, m_{Edxy} = m_{Edyx}$
- 2 cortantes transversales v_{Edx}, v_{Edy}

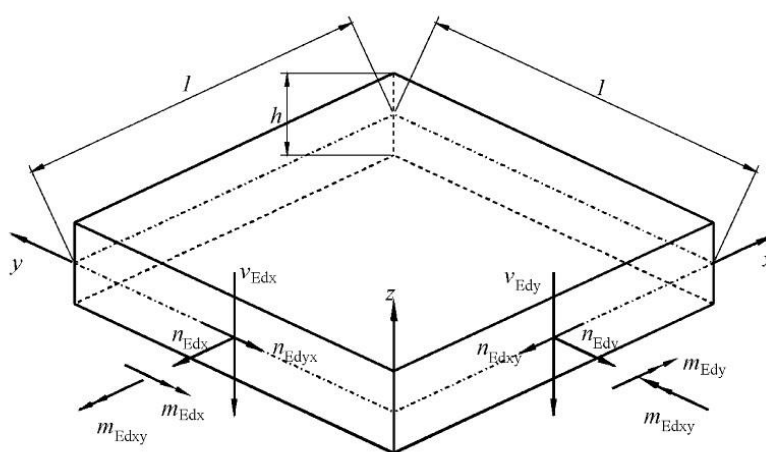


Figura A21.LL.1 – Elemento tipo lámina

(102) La primera etapa en el proceso de comprobación es establecer si el elemento tipo lámina se encuentra fisurado o no fisurado.

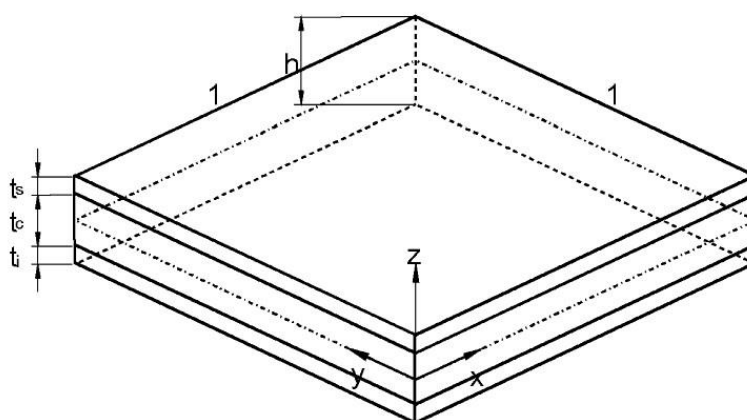


Figura A21.LL.2 – Modelo multicapa

(103) En elementos no fisurados, únicamente es necesario comprobar que la tensión principal mínima es inferior a la resistencia de cálculo a compresión f_{cd} . Puede ser apropiado tener en cuenta el estado de compresión multiaxial en la definición de f_{cd} .

(104) Para el caso de elementos fisurados se debe utilizar un modelo multicapa para el dimensionamiento o la comprobación del elemento tipo lámina.

(105) En el modelo multicapa, se identifican tres capas (Figura A21.LL.2): Las dos capas exteriores deben resistirlos esfuerzos de membrana que proceden de $n_{Edx}, n_{Edy}, n_{Edxy}, m_{Edx}, m_{Edy}, m_{Edxy}$; la capa interior tiene que resistir los cortantes transversales v_{Edx}, v_{Edy} . Se debe establecer el espesor de las distintas capas por medio de un proceso iterativo (véanse las disposiciones (113) a (115)).

(106) La capa interior debe calcularse de acuerdo con el apartado 6.2, teniendo en cuenta el esfuerzo cortante principal, su dirección principal y las componentes de la armadura longitudinal en esa dirección (véanse las disposiciones (113) a (115)).

(107) Con el fin de determinar si los elementos tipo lámina están fisurados, deben comprobarse las tensiones principales en distintos niveles dentro del espesor del elemento. En la práctica, se debe cumplir la siguiente condición:

$$\phi = \alpha \frac{J_2}{f_{cm}^2} + \lambda \frac{\sqrt{J_2}}{f_{cm}} + \beta \frac{I_1}{f_{cm}} - 1 \leq 0 \quad (\text{LL.101})$$

donde:

$$J_2 = \frac{1}{6} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2] \quad (\text{LL.102})$$

$$J_3 = (\sigma_1 - \sigma_m)(\sigma_2 - \sigma_m)(\sigma_3 - \sigma_m) \quad (\text{LL.103})$$

$$I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 \quad (\text{LL.104})$$

$$\sigma_m = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3 \quad (\text{LL.105})$$

$$\alpha = \frac{1}{9k^{1,4}} \quad (\text{LL.106})$$

$$\lambda = c_1 \cos \left[\frac{1}{3} \arccos(C_2 \cos 3\theta) \right] \quad \text{si } \cos 3\theta \geq 0 \quad (\text{LL.107})$$

$$\lambda = c_1 \cos \left[\frac{\pi}{3} - \frac{1}{3} \arccos(-C_2 \cos 3\theta) \right] \quad \text{si } \cos 3\theta < 0$$

$$\beta = \frac{1}{3,7k^{1,1}} \quad (\text{LL.108})$$

$$\cos 3\theta = \frac{3\sqrt{3}}{2} \frac{J_3}{J_2^{3/2}} \quad (\text{LL.109})$$

$$c_1 = \frac{1}{0,7k^{0,9}} \quad (\text{LL.110})$$

$$c_2 = 1 - 6,8(k - 0,07)^2 \quad (\text{LL.111})$$

$$k = \frac{f_{ctm}}{f_{cm}} \quad (\text{LL.112})$$

Si se cumple la condición (LL.101), se considera que el elemento no está fisurado; en caso contrario, debe considerarse como fisurado.

(108) Si se considera que el elemento tipo lámina está fisurado, los esfuerzos en las capas exteriores del modelo multicapa deben determinarse de acuerdo a las siguientes ecuaciones (Figuras A21.LL.3a y A21.LL.3b).

$$n_{Edxs} = n_{Edx} \frac{z_x - y_{xs}}{z_x} + \frac{m_{Edx}}{z_x} \quad (\text{LL.113})$$

$$n_{Edxi} = n_{Edx} \frac{z_x - y_{xi}}{z_x} - \frac{m_{Edx}}{z_x} \quad (\text{LL.114})$$

$$n_{Edys} = n_{Edy} \frac{z_y - y_{ys}}{z_y} + \frac{m_{Edy}}{z_y} \quad (\text{LL.115})$$

$$n_{Edyi} = n_{Edy} \frac{z_y - y_{yi}}{z_y} - \frac{m_{Edy}}{z_y} \quad (\text{LL.116})$$

$$n_{Edyxs} = n_{Edyx} \frac{z_{yx} - y_{yxs}}{z_{yx}} - \frac{m_{Edyx}}{z_{yx}} \quad (\text{LL.117})$$

$$n_{Edyxi} = n_{Edyx} \frac{z_{yx} - y_{yxi}}{z_{yx}} + \frac{m_{Edyx}}{z_{yx}} \quad (\text{LL.118})$$

$$n_{Edxys} = n_{Edxy} \frac{z_{xy} - y_{xys}}{z_{xy}} - \frac{m_{Edxy}}{z_{xy}} \quad (\text{LL.119})$$

$$n_{Edxyi} = n_{Edxy} \frac{z_{xy} - y_{xyi}}{z_{xy}} + \frac{m_{Edxy}}{z_{xy}} \quad (\text{LL.120})$$

donde:

$\{z_x, z_y\}$ son los brazos mecánicos para los momentos flectores y esfuerzos axiales de la membrana.

$\{y_{xs}, y_{xi}, y_{ys}, y_{yi}\}$ son las distancias desde el centro de gravedad de la armadura al plano medio del elemento en las direcciones x e y , con relación a los momentos flectores y a los esfuerzos normales de la membrana; por lo tanto $z_x = y_{xs} + y_{xi}$ y $z_y = y_{ys} + y_{yi}$.

$\{y_{yxs}, y_{yxi}, y_{xys}, y_{xyi}\}$ son las distancias desde el centro de gravedad de la armadura al plano medio del elemento, con relación al momento torsor y esfuerzos cortantes de la membrana; por lo tanto $z_{yx} = y_{yxs} + y_{yxi}$ y $z_{xy} = y_{xys} + y_{xyi}$.

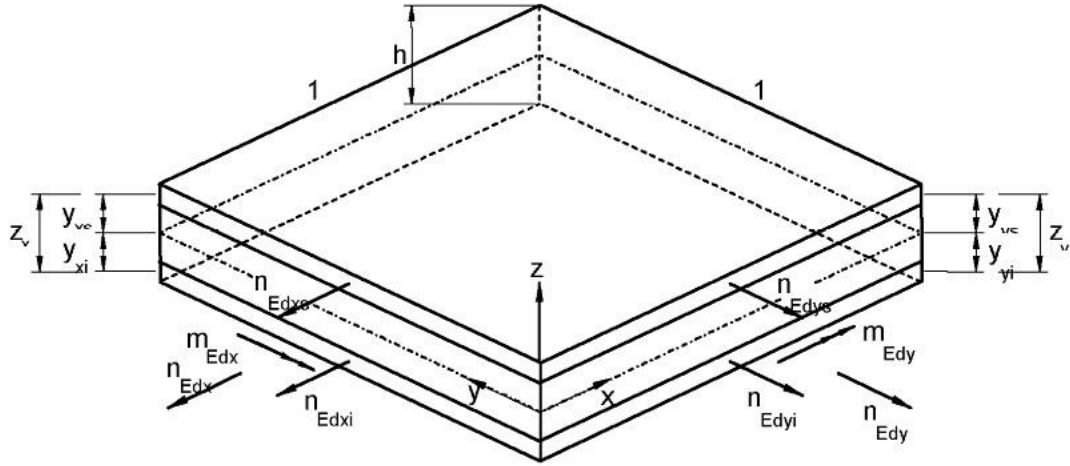


Figura A21.LL.3a – Esfuerzos normales y momentos flectores en la capa exterior

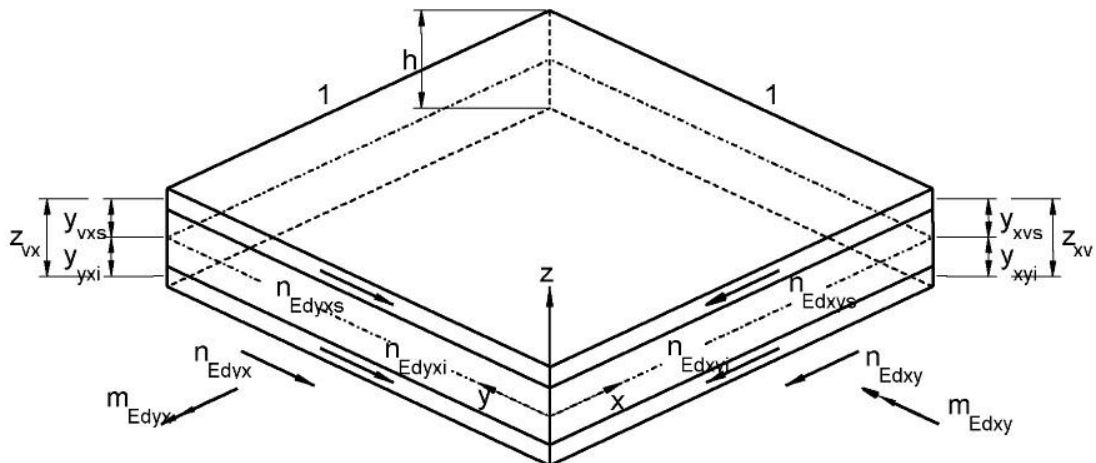


Figura A21.LL.3b – Esfuerzos cortantes y momentos torsores en la capa exterior

Los esfuerzos cortantes v_{Edx} y v_{Edy} se aplican a la capa interior con el brazo mecánico z_c , determinado respecto al centro de gravedad de las capas adecuadas de armadura.

(109) Para el dimensionamiento de la capa interior, se debe evaluar el esfuerzo cortante principal v_{Edo} y su dirección φ_o como se indica a continuación:

$$v_{Edo} = \sqrt{v_{Edx}^2 + v_{Edy}^2} \quad (\text{LL.121})$$

$$\tan \varphi_o = \frac{v_{Edy}}{v_{Edx}} \quad (\text{LL.122})$$

(110) En la dirección del cortante principal, el elemento tipo lámina se comporta como una viga y por lo tanto se deben aplicar los criterios de dimensionamiento apropiados. En particular, se debe aplicar el apartado 6.2.1 a elementos que no necesiten

armadura de cortante y el apartado 6.2.2 a elementos que necesiten armadura de cortante. En la expresión (6.2.a), se debe adoptar el valor de ρ_l como:

$$\rho_l = \rho_x \cos^2 \varphi_o + \rho_y \sin^2 \varphi_o \quad (\text{LL.123})$$

(111) Cuando sea necesaria armadura de cortante, el esfuerzo longitudinal $V_{Edo} \cot \theta$ que se obtiene del modelo de celosía produce los siguientes esfuerzos de membrana, en las direcciones x e y :

$$n_{Edyc} = \frac{v_{Edy}^2}{v_{Edo}} \cot \theta \quad (\text{LL.124})$$

$$n_{Edxc} = \frac{v_{Edx} v_{Edy}}{v_{Edo}} \cot \theta \quad (\text{LL.125})$$

$$n_{Edxc} = \frac{v_{Edx}^2}{v_{Edo}} \cot \theta \quad (\text{LL.126})$$

$$n_{Edyc} = n_{Edxc} = \frac{v_{Edx} v_{Edy}}{v_{Edo}} \cot \theta \quad (\text{LL.127})$$

(112) Se tienen que dimensionar las capas exteriores como elementos de membrana, utilizando los criterios de dimensionamiento de la cláusula 6 (109) y del Apéndice F.

(113) Se puede adoptar de manera general el siguiente planteamiento simplificado, con relación a las Figuras A21.LL.3a y A21.LL.3b:

$$y_{ns} = y_{xs} = y_{ys} \quad (\text{LL.128})$$

$$y_{ni} = y_{xi} = y_{yi} \quad (\text{LL.129})$$

$$y_{ts} = y_{xys} = y_{yxs} \quad (\text{LL.130})$$

$$y_{ti} = y_{xyi} = y_{yxi} \quad (\text{LL.131})$$

$$z_x = z_y = z_n = y_{ns} + y_{ni} \quad (\text{LL.132})$$

$$z_{xy} = z_{yx} = z_t = y_{ts} + y_{ti} \quad (\text{LL.133})$$

Generalmente se puede ignorar la diferencia entre z_n y z_t , suponiendo que el espesor de las capas exteriores es dos veces el recubrimiento del hormigón, por lo tanto:

$$y_{ns} = y_{ts} = y_s \quad (\text{LL.134})$$

$$y_{ni} = y_{ti} = y_i \quad (\text{LL.135})$$

$$z_n = z_t = z \quad (\text{LL.136})$$

(114) A partir de las hipótesis anteriores, los esfuerzos en las capas exteriores pueden determinarse como se indica a continuación:

a) En el caso de no necesitar armadura de cortante para resistir v_{Edx} y v_{Edy} :

$$n_{Edxs} = n_{Edx} \frac{z - y_s}{z} + \frac{m_{Edx}}{z} \quad (\text{LL.137})$$

$$n_{Edxi} = n_{Edx} \frac{z - y_i}{z} - \frac{m_{Edx}}{z} \quad (\text{LL.138})$$

$$n_{Edys} = n_{Edy} \frac{z - y_s}{z} + \frac{m_{Edy}}{z} \quad (\text{LL.139})$$

$$n_{Edyi} = n_{Edy} \frac{z - y_i}{z} - \frac{m_{Edy}}{z} \quad (\text{LL.140})$$

$$n_{Edxys} = n_{Edxy} \frac{z-y_s}{z} - \frac{m_{Edxy}}{z} \quad (\text{LL.141})$$

$$n_{Edxyi} = n_{Edxy} \frac{z-y_i}{z} + \frac{m_{Edxy}}{z} \quad (\text{LL.142})$$

- b) En el caso de que se necesite armadura de cortante para resistir v_{Edx} y v_{Edy} :

$$n_{Edxs} = n_{Edx} \frac{z-y_s}{z} + \frac{m_{Edx}}{z} + \frac{1}{2} \frac{v_{Edx}^2}{v_{Edo}} \cot \theta \quad (\text{LL.143})$$

$$n_{Edxi} = n_{Edx} \frac{z-y_i}{z} - \frac{m_{Edx}}{z} + \frac{1}{2} \frac{v_{Edx}^2}{v_{Edo}} \cot \theta \quad (\text{LL.144})$$

$$n_{Edys} = n_{Edy} \frac{z-y_s}{z} + \frac{m_{Edy}}{z} + \frac{1}{2} \frac{v_{Edy}^2}{v_{Edo}} \cot \theta \quad (\text{LL.145})$$

$$n_{Edyi} = n_{Edy} \frac{z-y_i}{z} - \frac{m_{Edy}}{z} + \frac{1}{2} \frac{v_{Edy}^2}{v_{Edo}} \cot \theta \quad (\text{LL.146})$$

$$n_{Edxys} = n_{Edxy} \frac{z-y_s}{z} - \frac{m_{Edxy}}{z} + \frac{1}{2} \frac{v_{Edx} v_{Edy}}{v_{Edo}} \cot \theta \quad (\text{LL.147})$$

$$n_{Edxyi} = n_{Edxy} \frac{z-y_i}{z} + \frac{m_{Edxy}}{z} + \frac{1}{2} \frac{v_{Edx} v_{Edy}}{v_{Edo}} \cot \theta \quad (\text{LL.148})$$

(115) Si no se cumple la comprobación de (112), se tiene que seguir uno de los siguientes procedimientos:

- Incrementar el recubrimiento del hormigón y reducir, por lo tanto, el brazo mecánico interno.
- Utilizar diferentes valores para z_n y z_t siendo $z_n > z_t$; las tensiones internas del hormigón deben sumarse vectorialmente.
- Incrementar el espesor de la capa para cumplir con la comprobación del hormigón y manteniendo la armadura en su posición original. Esto dará lugar a una excentricidad de la armadura en la capa, con la aparición de dos momentos flectores internos, que tienen que estar en equilibrio en el elemento tipo lámina. En estas circunstancias, los esfuerzos en la armadura serán:

$$n_{Eds}^* = \left[n_{Eds} \left(h - \frac{t_s}{2} - b'_i \right) + n_{Edi} \left(\frac{t_i}{2} - b'_i \right) \right] / (h - b'_i - b'_s) \quad (\text{LL.149})$$

$$n_{Edi}^* = n_{Eds} + n_{Edi} - n_{Eds}^* \quad (\text{LL.150})$$

donde:

t_s y t_i son los espesores de la capa superior e inferior, respectivamente.

$b'_{i,s}$ es la distancia de la superficie exterior de la capa al eje de la armadura en el interior de la capa.

Se debe comprobar la capa interior para un esfuerzo cortante adicional fuera de su plano, correspondiente al esfuerzo que se transfiere entre las capas de armaduras.

Apéndice MM. Esfuerzo cortante y flexión transversal

(101) Dentro de las almas de las vigas cajón, se puede tener en cuenta la interacción entre el esfuerzo rasante y el momento flector transversal por medio de un modelo multicapa (véase el Apéndice LL). Se pueden introducir las siguientes simplificaciones en el modelo general, para su aplicación (Figura A21.MM.1):

- Se considera que el esfuerzo rasante por unidad de longitud es constante a lo largo de Δx , con un valor $v_{Ed} = V_{Ed} / \Delta y$.
- Se considera el momento flector transversal por unidad de longitud es constante a lo largo de Δy , con un valor $m_{Ed} = M_{Ed} / \Delta x$.
- Se supone que el esfuerzo longitudinal es constante a lo largo de la longitud Δy , con un valor $p_{Ed} = P_{Ed} / \Delta y$.
- Se desprecia, a lo largo de la longitud Δy , el esfuerzo cortante transversal dentro del alma, debido a la variación en el momento flector correspondiente.

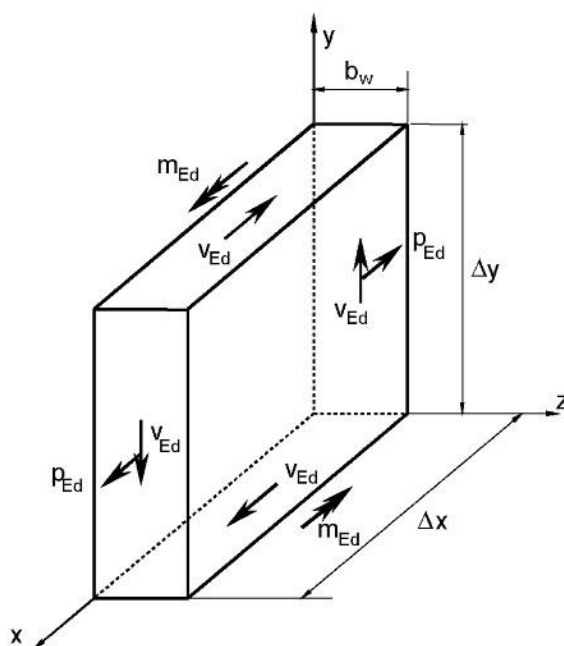


Figura A21.MM.1 – Esfuerzos en el alma

(102) A partir de las hipótesis anteriores, el modelo multicapa comprende únicamente dos placas sobre las cuales van a actuar las siguientes tensiones (véase la Figura A21.MM.2):

$$\tau_{Ed1} = v_{Ed} \frac{b_w - z_2}{(2b_w - z_1 - z_2)z_1} \quad (\text{MM.101})$$

$$\tau_{Ed2} = v_{Ed} \frac{b_w - z_1}{(2b_w - z_1 - z_2)z_2} \quad (\text{MM.102})$$

$$\sigma_{Edy1} = \frac{m_{Ed}x}{(b_w - (z_1 + z_2)/2)z_1} \quad (\text{MM.103})$$

$$\sigma_{Edy2} = \frac{m_{Edx}}{(b_w - (z_1 + z_2)/2)z_2} \quad (\text{MM.104})$$

$$\sigma_{Edx1} = p_d \frac{b_w - z_2}{(2b_w - z_1 - z_2)z_1} \quad (\text{MM.105})$$

$$\sigma_{Edx2} = p_d \frac{b_w - z_1}{(2b_w - z_1 - z_2)z_2} \quad (\text{MM.106})$$

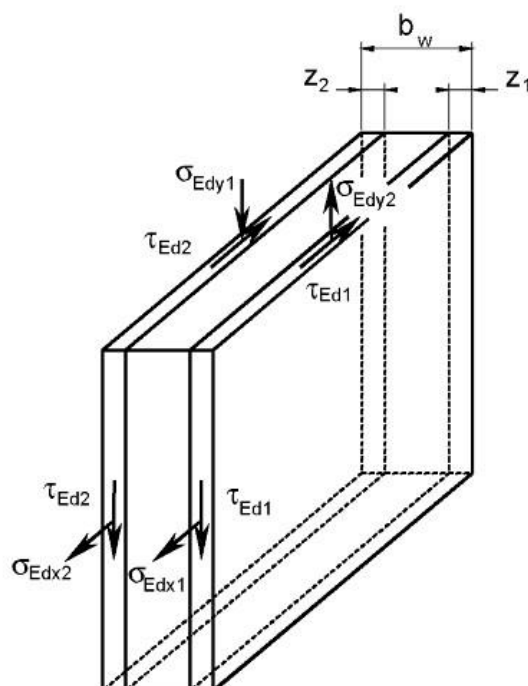


Figura A21.MM.2 – Modelo multicapa modificado

(103) El dimensionamiento de las dos placas debe basarse en un método iterativo, para optimizar los espesores z_1 y z_2 , utilizando el procedimiento que se establece en el apartado 6.9 y el Apéndice F; se pueden suponer diferentes valores para los ángulos θ_{el} y θ en las dos placas, pero deben tener un valor constante en cada placa. Si la armadura resultante es excéntrica en las dos placas, será necesario aplicar las expresiones (LL.149) y (LL.150) del Apéndice LL.

(104) Si el esfuerzo longitudinal calculado es de tracción, se puede absorber mediante una armadura distribuida a lo largo del alma, o de forma alternativa, se puede considerar que se va a transmitir a los cordones en tracción y compresión; la mitad del esfuerzo al cordón en tracción y la otra mitad al cordón en compresión.

(105) En el caso de que no exista esfuerzo longitudinal, se pueden utilizar las reglas del apartado 6.2.4 como una simplificación, pero debe sumarse la armadura de cortante a la armadura de flexión.

Apéndice NN. Recomendaciones para las tensiones de daño equivalente para comprobaciones a fatiga

NN.1 Generalidades

(101) Este apéndice proporciona un procedimiento simplificado para el cálculo de las tensiones de daño equivalente para la comprobación a fatiga de los tableros de puentes de hormigón de carretera y ferrocarril. El procedimiento está basado en los modelos de carga en fatiga que se establecen en la reglamentación específica vigente.

NN.2 Puentes de carretera

Se aplicará lo establecido en la Instrucción para acciones de puentes de carretera.

NN.2.1 Armadura pasiva y activa

(101) Los valores que se indican en este apartado son únicamente de aplicación al modelo de carga en fatiga modificado tipo 3, que se describe en la norma EN 1991-2.

Para el cálculo del incremento de tensiones de daño equivalente en la comprobación del acero, las cargas por eje del modelo de carga en fatiga tipo 3 deben multiplicarse por los siguientes coeficientes:

- 1,75 para la comprobación de apoyos intermedios en puentes continuos
- 1,40 para la comprobación de otras zonas

(102) Para la comprobación del acero, el incremento de tensiones de daño equivalente se debe calcular mediante la siguiente expresión:

$$\Delta \sigma_{s, equ} = \Delta \sigma_{s, Ec} \cdot \lambda_s \quad (\text{NN.101})$$

donde:

$\Delta \sigma_{s, Ec}$ es el incremento de tensiones originado por el modelo de carga en fatiga tipo 3 (de acuerdo con EN 1991-2), con las cargas por eje mayoradas según (101), en base a la combinación de cargas establecida en el apartado 6.8.3 del Anejo 19.

λ_s es el coeficiente de daño equivalente en fatiga, que tiene en cuenta las condiciones específicas de ubicación, incluyendo la intensidad de tráfico en el puente, la vida útil de proyecto y la luz del elemento.

(103) El coeficiente de corrección λ_s tiene en cuenta la influencia de la luz del vano, la intensidad anual de tráfico, vida útil de proyecto, carriles múltiples, tipo de tráfico y rugosidad superficial, pudiéndose calcular mediante la siguiente expresión:

$$\lambda_s = \varphi_{fat} \cdot \lambda_{s,1} \cdot \lambda_{s,2} \cdot \lambda_{s,3} \cdot \lambda_{s,4} \quad (\text{NN.102})$$

donde:

$\lambda_{s,1}$ es un coeficiente que tiene en cuenta el tipo de elemento (por ejemplo viga continua), así como el daño que produce el tráfico, en función de la longitud crítica de la línea o área de influencia.

- $\lambda_{s,2}$ es un coeficiente que tiene en cuenta la intensidad de tráfico.
- $\lambda_{s,3}$ es un coeficiente que tiene en cuenta la vida útil de proyecto del puente.
- $\lambda_{s,4}$ es un coeficiente que se aplica cuando el elemento estructural se encuentra cargado en más de una vía.
- φ_{fat} es el coeficiente de impacto de daño equivalente, que es función de la rugosidad superficial.

(104) El valor del coeficiente $\lambda_{s,1}$ viene indicado en las Figuras NN.1 y NN.2 y tiene en cuenta la longitud crítica de la línea de influencia y la forma de la curva S-N.

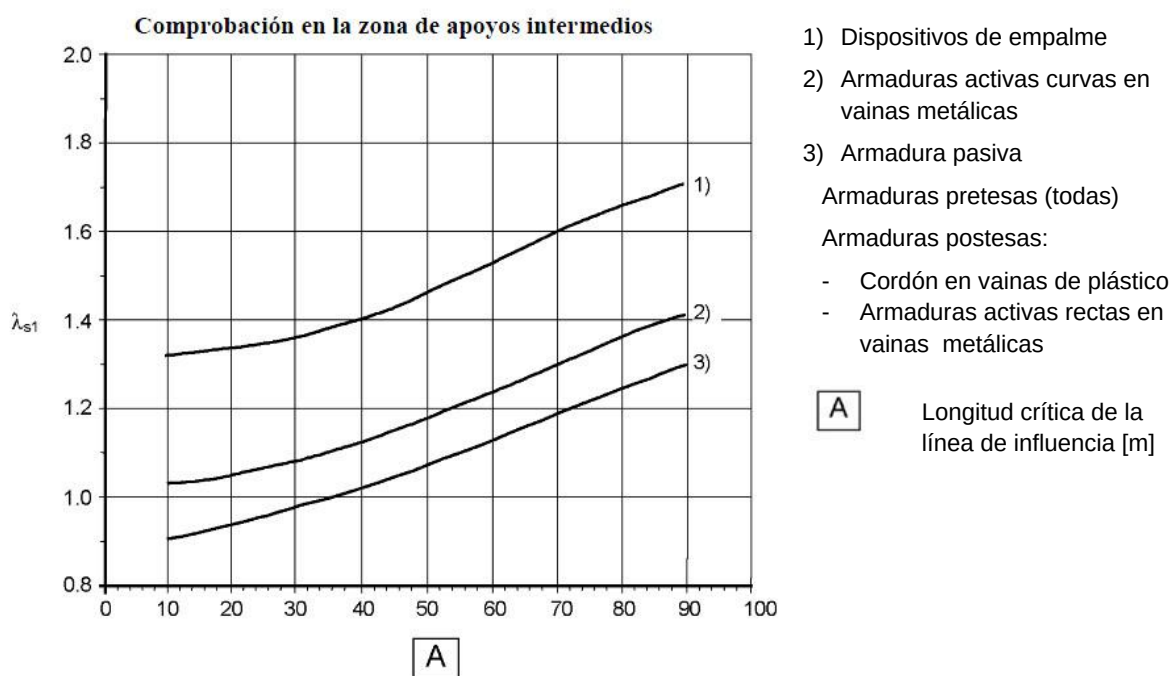


Figura NN.1 – Valores del coeficiente $\lambda_{s,1}$ para la comprobación a fatiga de la zona de apoyos intermedios

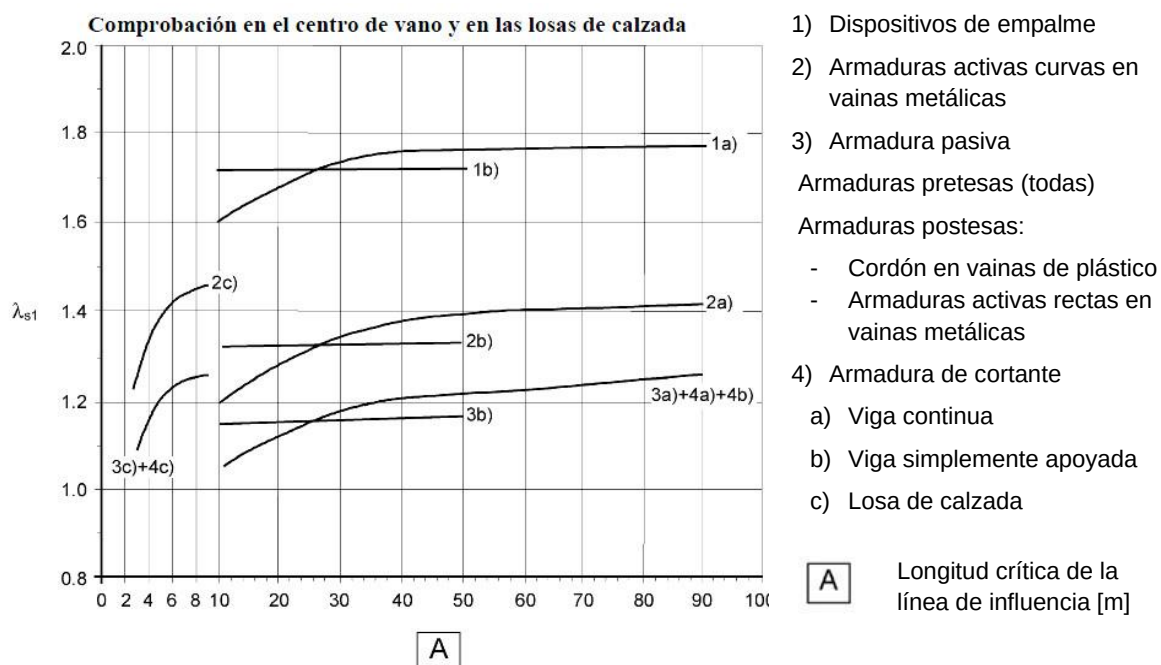


Figura NN.2 – Valores del coeficiente $\lambda_{s,1}$ para la comprobación a fatiga en centro de vano y para los elementos locales

(105) El coeficiente $\lambda_{s,2}$ representa la influencia de la intensidad anual de tráfico y del tipo de tráfico. Se puede calcular mediante la ecuación (NN.103).

$$\lambda_{s,2} = \bar{Q}^{k_2} \sqrt{\frac{N_{obs}}{2,0}} \quad (NN.103)$$

donde:

N_{obs} es el número de vehículos pesados por año, según la Tabla 4.5 de EN 1991-2

k_2 es la pendiente de la curva S-N adecuada, que se obtiene de las Tablas 6.3N y 6.4N de EN 1992-1-1

$\bar{Q}$ es un coeficiente que es función del tipo de tráfico, según la Tabla NN.1

Tabla NN.1 – Coeficientes función del tipo de tráfico

Coeficiente $\bar{Q}$	Tipo de tráfico (véase la Tabla 4.7 de EN 1991-2)		
	Larga distancia	Media distancia	Tráfico local
$k_2 = 5$	1,0	0,90	0,73
$k_2 = 7$	1,0	0,92	0,78
$k_2 = 9$	1,0	0,94	0,82

(106) El coeficiente $\lambda_{s,3}$ tiene en cuenta la influencia de la vida en servicio y puede calcularse a partir de la ecuación (NN.104).

$$\lambda_{s,3} = \sqrt[k_2]{\frac{N_{Years}}{100}} \quad (NN.104)$$

donde:

N_{Years} es la vida útil de proyecto del puente

(107) El coeficiente $\lambda_{s,4}$ tiene en cuenta la influencia de carriles múltiples de circulación y puede calcularse a partir de la ecuación (NN.105).

$$\lambda_{s,4} = \sqrt[k_2]{\frac{\sum N_{obs,i}}{N_{obs,1}}} \quad (NN.105)$$

donde:

$N_{obs,i}$ es el número previsto de vehículos pesados por año para el carril i

$N_{obs,1}$ es el número de vehículos pesados por año en el carril más lento

(108) El coeficiente φ_{fat} es un coeficiente de impacto de daño equivalente y se obtiene de acuerdo con el Anexo B de la norma EN 1991-2.

NN.3 Puentes de ferrocarril

Se aplicará lo establecido en la Instrucción para acciones de puentes de ferrocarril.

NN.3.1 Armadura pasiva y activa

(101) El incremento de tensiones de daño equivalente para armadura pasiva y activa se debe calcular mediante la ecuación (NN.106).

$$\Delta \sigma_{s,eq} = \lambda_s \cdot \Phi \cdot \Delta \sigma_{s,71} \quad (NN.106)$$

donde:

$\Delta \sigma_{s,71}$ es el incremento de tensiones en el acero debido al modelo de carga 71 (y del SW/0, cuando sea necesario), pero sin incluir α , de acuerdo con EN 1991-2, colocado en la posición más desfavorable del elemento analizado. Para estructuras compuestas por varias vías, el modelo de carga 71 se aplicará a un máximo de dos vías.

λ_s es un coeficiente de corrección que sirve para calcular el incremento de tensiones de daño equivalente a partir del incremento de tensiones originado por $\Phi \cdot \Delta \sigma_{s,71}$.

Φ es un coeficiente dinámico, de acuerdo con EN 1991-2.

(102) El coeficiente de corrección λ_s tiene en cuenta la influencia de la luz del vano, la intensidad anual de tráfico, vida útil de proyecto y carriles múltiples, pudiéndose calcular mediante la siguiente fórmula:

$$\lambda_s = \lambda_{s,1} \cdot \lambda_{s,2} \cdot \lambda_{s,3} \cdot \lambda_{s,4} \quad (NN.107)$$

donde:

$\lambda_{s,1}$ es un coeficiente que tiene en cuenta el tipo de elemento (por ejemplo viga continua), así como el daño que produce el tráfico, en función de la longitud crítica de la línea o área de influencia.

$\lambda_{s,2}$ es un coeficiente que tiene en cuenta la intensidad de tráfico.

$\lambda_{s,3}$ es un coeficiente que tiene en cuenta la vida útil de proyecto del puente.

$\lambda_{s,4}$ es un coeficiente que se aplica cuando el elemento estructural se encuentra cargado en más de una vía.

(103) El coeficiente $\lambda_{s,1}$ es función de la longitud crítica de la línea de influencia y del tráfico. Los valores de $\lambda_{s,1}$ para tráfico mixto estándar y tráfico mixto pesado se pueden tomar de la Tabla NN.2 de este anexo. Dichos valores se han calculado partiendo de una relación constante entre momentos flectores y rangos de tensiones. Los valores que se establecen para el tráfico mixto corresponden a la combinación de los tipos de trenes que se indican en el Anexo F de EN 1991-2.

Los valores de $\lambda_{s,1}$ para una longitud crítica de la línea de influencia entre 2 m y 20 m se pueden obtener mediante la siguiente ecuación:

$$\lambda_{s,1}(L) = \lambda_{s,1}(2\text{ m}) + [\lambda_{s,1}(20\text{ m}) - \lambda_{s,1}(2\text{ m})] \cdot (\log L - 0,3) \quad (\text{NN.108})$$

donde:

L es la longitud crítica de la línea de influencia, expresada en m

$\lambda_{s,1}(2\text{ m})$ es el valor de $\lambda_{s,1}$ para $L = 2\text{ m}$

$\lambda_{s,1}(20\text{ m})$ es el valor de $\lambda_{s,1}$ para $L = 20\text{ m}$

$\lambda_{s,1}(L)$ es el valor de $\lambda_{s,1}$ para $2\text{ m} < L < 20\text{ m}$

(104) El valor de $\lambda_{s,2}$ representa la influencia de la intensidad anual de tráfico y puede calcularse a partir de la ecuación (NN.109).

$$\lambda_{s,2} = \frac{k_2 \sqrt{Vol}}{\sqrt{25 \cdot 10^6}} \quad (\text{NN.109})$$

donde:

Vol Es el volumen de tráfico (toneladas/año/vía)

k_2 es la pendiente de la curva S-N adecuada, que se toma de las Tablas 6.3 y 6.4 del Anejo 19.

(105) El valor de $\lambda_{s,3}$ representa la influencia de la vida en servicio y puede calcularse a partir de la ecuación (NN.110).

$$\lambda_{s,3} = \frac{k_2 \sqrt{N_{Years}}}{\sqrt{100}} \quad (\text{NN.110})$$

donde:

N_{Years} es la vida útil de proyecto del puente

k_2 es la pendiente de la curva S-N adecuada, que se toma de las Tablas 6.3 y 6.4 del Anejo 19.

(106) El valor de $\lambda_{s,4}$ representa el efecto de la carga en más de una vía. Para estructuras compuestas por vías múltiples, la carga de fatiga se aplicará en un máximo de dos vías en las posiciones más desfavorables (véase la EN 1991-2). El efecto de la carga de dos vías se puede evaluar mediante la ecuación (NN.111).

$$\lambda_{s,4} = \sqrt[k_2]{n + (1 - n) \cdot s_1^{k_2} + (1 - n) \cdot s_2^{k_2}} \quad (\text{NN.111})$$

$$s_1 = \frac{\Delta \sigma_1}{\Delta \sigma_{1+2}} \quad s_2 = \frac{\Delta \sigma_2}{\Delta \sigma_{1+2}}$$

donde:

n	es la proporción de tráfico que cruza el puente simultáneamente (se recomienda un valor de n igual a 0,12)
$\Delta \sigma_1, \Delta \sigma_2$	es el rango de tensiones originado por el modelo de carga 71 en una vía, en la sección que se desea comprobar
$\Delta \sigma_{1+2}$	es el rango de tensiones en la misma sección debido al modelo de carga 71 sobre las dos vías, de acuerdo con EN 1991-2
k_2	es la pendiente de la curva S-N adecuada, que se toma de las Tablas 6.3 y 6.4 del Anejo 19.

Si únicamente aparecen tensiones de compresión bajo las cargas de tráfico en una vía, se tomará el correspondiente valor como $s_j = 0$.

Tabla NN.2 – Valores de $\lambda_{s,1}$ para vigas simplemente apoyadas y vigas continuas

	L [m]	s^*	h^*
[1]	≤ 2	0,90	0,95
	≥ 20	0,65	0,70
[2]	≤ 2	1,00	1,05
	≥ 20	0,70	0,70
[3]	≤ 2	1,25	1,35
	≥ 20	0,75	0,75
[4]	≤ 2	0,80	0,85
	≥ 20	0,40	0,40

Vigas simplemente apoyadas

	L [m]	s^*	h^*
[1]	≤ 2	0,95	1,05
	≥ 20	0,50	0,55
[2]	≤ 2	1,00	1,15
	≥ 20	0,55	0,55
[3]	≤ 2	1,25	1,40
	≥ 20	0,55	0,55
[4]	≤ 2	0,75	0,90
	≥ 20	0,35	0,30

Vigas continuas (vano central)

	L [m]	s^*	h^*
[1]	≤ 2	0,90	1,00
	≥ 20	0,65	0,65
[2]	≤ 2	1,05	1,15
	≥ 20	0,65	0,65
[3]	≤ 2	1,30	1,45
	≥ 20	0,65	0,70
[4]	≤ 2	0,80	0,90
	≥ 20	0,35	0,35

Vigas continuas (vano extremo)

	L [m]	s^*	h^*
[1]	≤ 2	0,85	0,85
	≥ 20	0,70	0,75
[2]	≤ 2	0,90	0,95
	≥ 20	0,70	0,75
[3]	≤ 2	1,10	1,10
	≥ 20	0,75	0,80
[4]	≤ 2	0,70	0,70
	≥ 20	0,35	0,40

Vigas continuas (zonas sobre apoyos intermedios)

 s^* Tráfico mixto estándar h^* Tráfico mixto pesado

- [1] Armadura pasiva, pretesa (todos los elementos), postesa (cordones en vainas de plástico y armaduras activas rectas en vainas metálicas)
- [2] Postesado (armaduras activas curvas en vainas metálicas); curva S-N con $k_1 = 3$, $k_2 = 7$ y $N^* = 10^6$
- [3] Dispositivos de empalme (armadura activa); curva S-N con $k_1 = 3$, $k_2 = 7$ y $N^* = 10^6$
- [4] Dispositivos de empalme (armadura pasiva); barras soldadas incluyendo soldadura por puntos y soldadura a tope; curva S-N con $k_1 = 3$, $k_2 = 7$ y $N^* = 10^7$

Se permite la interpolación entre los valores de L , de acuerdo con la expresión NN.108.

NOTA: En la Tabla NN.2 no se muestran valores de $\lambda_{s,1}$ para tráfico mixto ligero. Para puentes destinados a tráfico mixto ligero, los valores de $\lambda_{s,1}$ a utilizar pueden basarse en los valores que se establecen en la Tabla NN.2 para tráfico mixto estándar, o bien en valores que se obtienen por cálculos más precisos.

NN.3.2 Hormigón sometido a compresión

(101) Para el caso del hormigón sometido a compresión, se puede asumir una resistencia adecuada a la fatiga si se cumple la siguiente expresión:

$$14 \cdot \frac{1 - E_{cd,max,equ}}{\sqrt{1 - R_{equ}}} \geq 6 \quad (NN.112)$$

donde:

$$R_{equ} = \frac{E_{cd,min,equ}}{E_{cd,max,equ}} \quad E_{cd,min,equ} = \gamma_{sd} \frac{\sigma_{cd,min,equ}}{f_{cd,fat}} \quad E_{cd,max,equ} = \gamma_{sd} \frac{\sigma_{cd,max,equ}}{f_{cd,fat}}$$

$\sigma_{cd,max,equ}$ y $\sigma_{cd,min,equ}$ son, respectivamente, la tensión superior e inferior del espectro de tensiones de daño equivalente, con un número de ciclos $N = 10^6$

(102) Se debe calcular la tensión superior e inferior del espectro de tensiones de daño equivalente de acuerdo con la ecuación (NN.113).

$$\begin{aligned} \sigma_{cd,max,equ} &= \sigma_{c,perm} + \lambda_c (\sigma_{c,max,71} - \sigma_{c,perm}) \\ \sigma_{cd,min,equ} &= \sigma_{c,perm} - \lambda_c (\sigma_{c,perm} - \sigma_{c,min,71}) \end{aligned} \quad (NN.113)$$

donde:

$\sigma_{c,perm}$ es la tensión de compresión en el hormigón originada por la combinación característica de acciones, sin incluir el modelo de carga 71.

$\sigma_{c,max,71}$ es la tensión máxima de compresión originada por la combinación característica de acciones, incluyendo el modelo de carga 71 y el coeficiente dinámico ϕ , de acuerdo con EN 1991-2.

$\sigma_{c,min,71}$ es la tensión mínima de compresión originada por la combinación característica de acciones, incluyendo el modelo de carga 71 y el coeficiente dinámico ϕ , de acuerdo con EN 1991-2.

λ_c es un coeficiente de corrección que sirve para calcular la tensión superior e inferior del espectro de tensiones de daño equivalente a partir de las tensiones originadas por el modelo de carga 71.

NOTA: $\sigma_{c,perm}$, $\sigma_{c,max,71}$ y $\sigma_{c,min,71}$ no incluyen otras acciones variables (por ejemplo el viento, la temperatura, etc.).

(103) El coeficiente de corrección λ_c tiene en cuenta la tensión permanente, la luz del vano, la intensidad anual de tráfico, la vida útil de proyecto y las vías múltiples. Se puede calcular mediante la siguiente ecuación:

$$\lambda_c = \lambda_{c,0} \cdot \lambda_{c,1} \cdot \lambda_{c,2,3} \cdot \lambda_{c,4} \quad (NN.114)$$

donde:

$\lambda_{c,0}$ es un coeficiente que tiene en cuenta la tensión permanente.

$\lambda_{c,1}$ es un coeficiente que tiene en cuenta el tipo de elemento (por ejemplo viga continua), así como daño que produce el tráfico, en función de la longitud crítica de la línea o área de influencia.

$\lambda_{c,2,3}$ es un factor que tiene en cuenta la intensidad de tráfico y la vida útil de proyecto del puente.

$\lambda_{c,4}$ es un coeficiente que se aplica cuando el elemento estructural está cargado en más de una vía.

(104) El valor $\lambda_{c,0}$ representa la influencia de la tensión permanente y puede calcularse a partir de la ecuación (NN.115).

$$\lambda_{c,0} = 0,94 + 0,2 \frac{\sigma_{c,perm}}{f_{cd,fat}} \geq 1 \quad \text{para la zona en compresión} \quad (\text{NN.115})$$

$$\lambda_{c,0} = 1 \quad \text{para la zona en tracción precomprimida (incluye el efecto del pretensado)}$$

(105) El valor de $\lambda_{c,1}$ es función de la longitud crítica de la línea de influencia y del tráfico. Los valores de $\lambda_{c,1}$ para tráfico mixto estándar y tráfico mixto pesado se pueden tomar de la Tabla NN.2 de este anexoapéndice.

Los valores de $\lambda_{c,1}$ para longitudes críticas de líneas de influencia entre 2 m y 20 m se pueden obtener aplicando la expresión (NN.108), sustituyendo $\lambda_{s,1}$ por $\lambda_{c,1}$.

(106) El valor de $\lambda_{c,2,3}$ representa la influencia del volumen anual de tráfico y la vida en servicio y puede calcularse a partir de la ecuación (NN.116).

$$\lambda_{c,2,3} = 1 + \frac{1}{8} \log \left[\frac{Vol}{25 \cdot 10^6} \right] + \frac{1}{8} \log \left[\frac{N_{years}}{100} \right] \quad (\text{NN.116})$$

donde:

Vol es la intensidad de tráfico (toneladas/año/vía)

N_{years} es la vida útil de proyecto del puente

(107) El valor de $\lambda_{c,4}$ representa el efecto de la carga en más de una vía. Para estructuras compuestas por vías múltiples, la carga de fatiga se aplicará en un máximo de dos vías en las posiciones más desfavorables (véase EN 1991-2). El efecto de la carga de dos vías se podrá evaluar mediante la ecuación (NN.117).

$$\lambda_{c,4} = 1 + \frac{1}{8} \log n \geq 0,54 \quad \text{para } a \leq 8$$

$$\lambda_{c,4} = 1 \quad \text{para } a > 8 \quad (\text{NN.117})$$

$$a = \frac{\max(\sigma_{c1}, \sigma_{c2})}{\sigma_{c1+2}} \quad (\text{NN.118})$$

donde:

n es la proporción de tráfico que cruza el puente de forma simultánea (se recomienda un valor de n igual a 0,12)

σ_{c1}, σ_{c2} es la tensión de compresión originada por el modelo de carga 71 aplicado en una vía, incluyendo el coeficiente dinámico para el modelo de carga 71, de acuerdo con EN 1991-2

σ_{c1+2} es la tensión de compresión originada por el modelo de carga 71 aplicado en dos vías, incluyendo el coeficiente dinámico para el modelo de carga 71, de acuerdo con EN 1991-2

Tabla NN.3 – Valores de $\lambda_{s,2}$ para vigas simplemente apoyadas y vigas continuas

	L [m]	s^*	h^*
[1]	≤ 2	0,70	0,70
	≥ 20	0,75	0,75
[2]	≤ 2	0,95	1,00
	≥ 20	0,90	0,90

Vigas simplemente apoyadas

	L [m]	s^*	h^*
[1]	≤ 2	0,75	0,90
	≥ 20	0,55	0,55
[2]	≤ 2	1,05	1,15
	≥ 20	0,65	0,70

Vigas continuas (vano central)

	L [m]	s^*	h^*
[1]	≤ 2	0,75	0,80
	≥ 20	0,70	0,70
[2]	≤ 2	1,10	1,20
	≥ 20	0,70	0,70

Vigas continuas (vano extremo)

	L [m]	s^*	h^*
[1]	≤ 2	0,70	0,75
	≥ 20	0,85	0,85
[2]	≤ 2	1,10	1,15
	≥ 20	0,80	0,85

Vigas continuas (zonas sobre apoyos intermedios)

s^* Tráfico mixto estándar

h^* Tráfico pesado estándar

[1] Zona en compresión

[2] Zona en tracción precomprimida

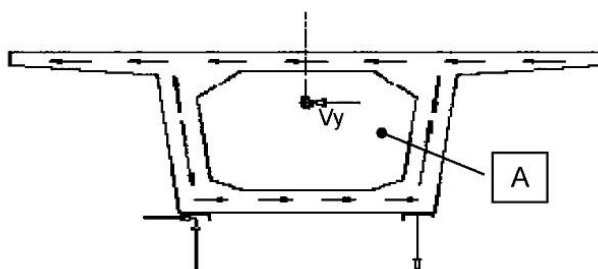
Se permite la interpolación entre los valores de L , de acuerdo con la expresión NN.108, sustituyendo el parámetro $\lambda_{s,1}$ por $\lambda_{c,1}$.

NOTA: En la Tabla NN.3 no se muestran valores de $\lambda_{c,1}$ para tráfico mixto ligero. Para puentes destinados a tráfico mixto ligero, los valores de $\lambda_{c,1}$ a utilizar pueden basarse en los valores que se recogen en la Tabla NN.3 para tráfico mixto estándar, o bien en valores que se obtienen por cálculos más precisos.

Apéndice OO. Propuesta de regiones de discontinuidad tipo en puentes

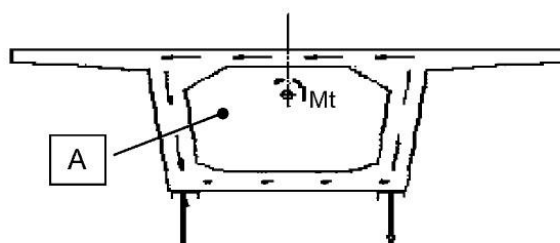
OO.1 Diafragmas de tableros de sección cajón con apoyo directo de las almas en los apoyos

(101) Los diafragmas cuyos apoyos están situados directamente bajo las almas de la sección cajón estarán sometidos a esfuerzos generados por la transmisión del esfuerzo cortante en el plano horizontal (Figura A21.OO.1), así como al par de fuerzas resultantes de la descomposición del momento torsor en los casos en los que existan dos apoyos (Figura A21.OO.2).



A Diafragma

Figura A21.OO.1 – Esfuerzo cortante horizontal y reacciones en los apoyos



A Diafragma

Figura A21.OO.2 – Momento torsor en el tablero y reacciones en los apoyos

(102) De forma general, a partir de las Figuras A21.OO.1 y A21.OO.2, se puede observar que el flujo de esfuerzos en el ala inferior y en las almas se canaliza directamente hacia los apoyos, sin que se produzca ningún esfuerzo en la parte central del diafragma. En cambio, los esfuerzos que proceden del ala superior producen esfuerzos sobre el diafragma y son los que determinan el dimensionamiento del elemento. En las Figuras A21.OO.3 y A21.OO.4 se identifican posibles mecanismos resistentes que pueden utilizarse para determinar la armadura necesaria para elementos de este tipo.

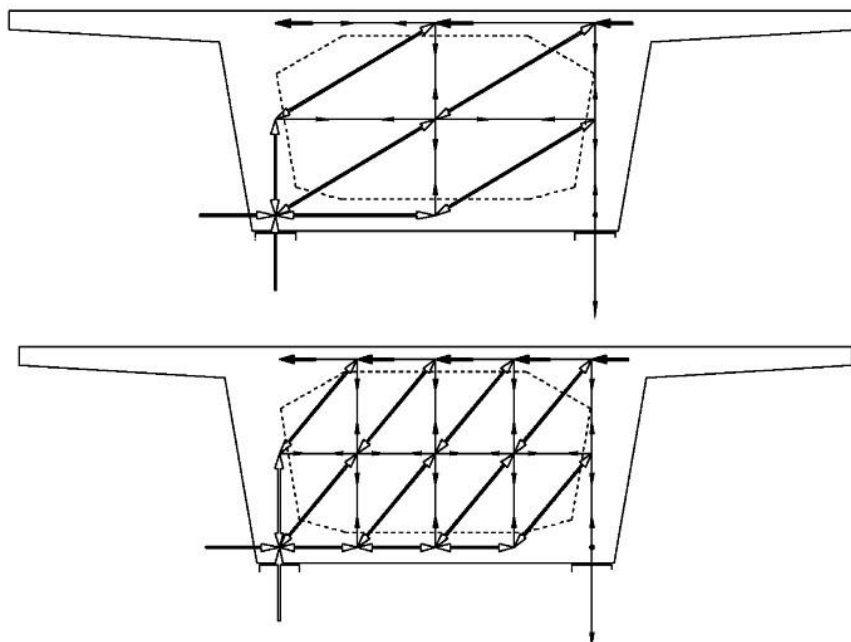


Figura A21.OO.3 – Modelo de bielas y tirantes para un diafragma macizo tipo con apoyo directo sin paso de hombre

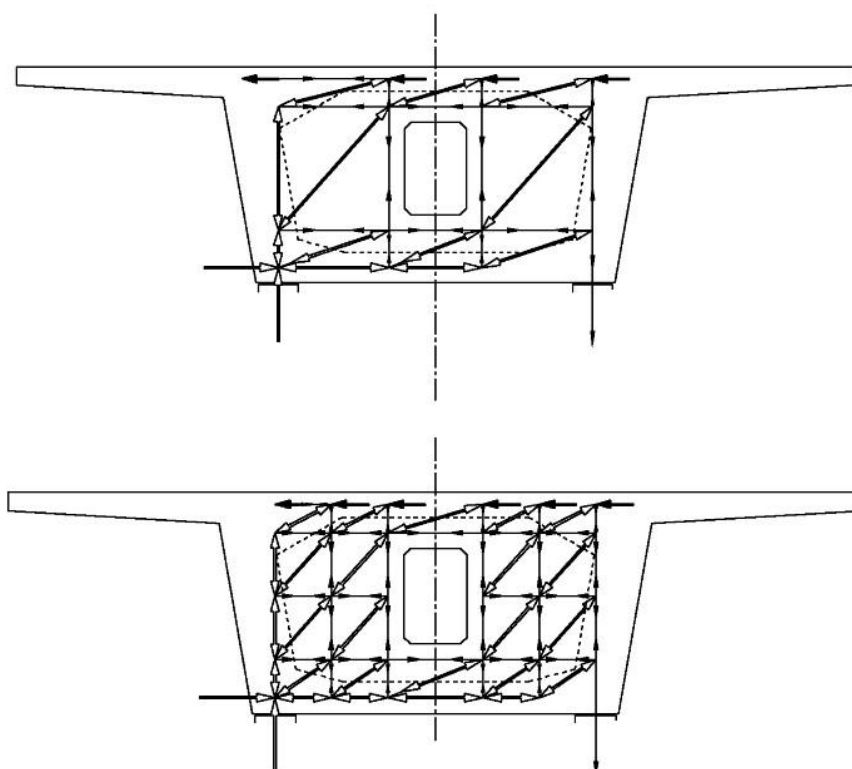


Figura A21.OO.4 – Modelo de bielas y tirantes para un diafragma macizo tipo con apoyo directo con paso de hombre

(103) De forma general, no será necesaria la comprobación de los nudos ni de las bielas cuando el espesor del diafragma sea igual o mayor que la dimensión del apoyo en la dirección longitudinal del puente. En estas circunstancias únicamente es necesario comprobarlos nudos de apoyo.

00.2 Diafragmas de tableros de sección cajón con apoyo indirecto de las almas en los apoyos

(101) En este caso, además del esfuerzo cortante horizontal y el efecto de la torsión en el caso de más de un apoyo, el diafragma debe transmitir los esfuerzos cortantes verticales que se transfieren desde las almas al apoyo o apoyos.

Los nudos de los apoyos se tienen que comprobar utilizando los criterios que se establecen en los apartados 6.5 y 6.7 del Anejo 19.

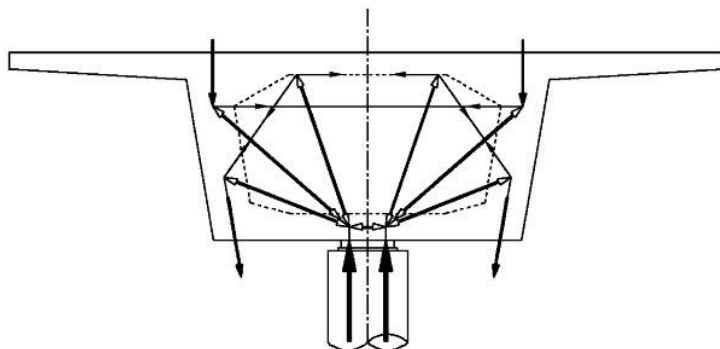


Figura A21.OO.5 – Diafragmas con apoyo indirecto. Modelo de bielas y tirantes

(102) Las armaduras se dimensionan para los esfuerzos de tracción obtenidos a partir de los mecanismos resistentes adoptados, teniendo en cuenta las limitaciones de tracción en la armadura indicadas en el apartado 6.5 del Anejo 19. En general, debido a la forma en la que se transmite el cortante vertical, será necesario disponer una armadura de cuelgue o suspensión. Si para esto se utilizan barras inclinadas, se debe prestar especial atención a las condiciones de anclaje (Figura A21.OO.6).

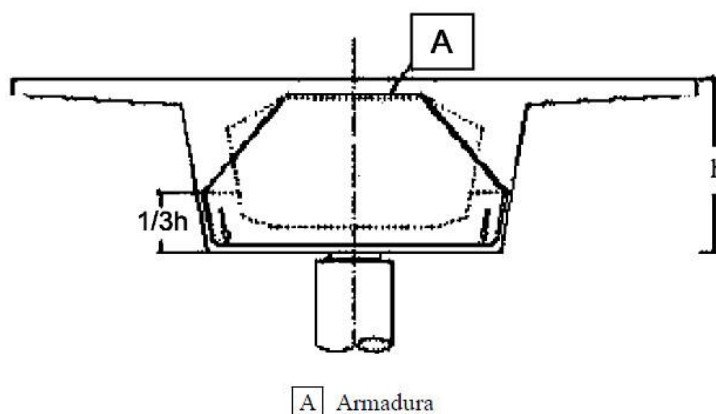


Figura A21.OO.6 – Diafragmas con apoyo indirecto. Anclaje de la armadura de suspensión

(103) Si se dispone la armadura de cuelgue o suspensión en forma de cercos, deberá arriostrar a la armadura de la cara superior de la viga cajón (Figura A21.OO.7).

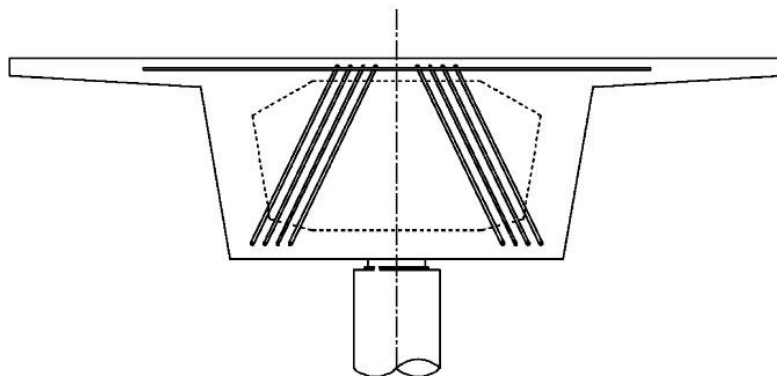


Figura A21.OO.7 – Diafragmas con apoyo indirecto. Cercos como armadura de suspensión

(104) En los casos en los que se utilice pretensado, tales como armaduras activas postesas, el proyecto debe definir de forma clara el orden en el que se deben tesar (el tesado del diafragma se llevará a cabo generalmente antes del tesado longitudinal). Debe prestarse especial atención a las pérdidas de pretensado, dada la reducida longitud de las armaduras activas.

(105) Además de la armadura obtenida a partir de los mecanismos resistentes identificados anteriormente, será necesario disponer la armadura destinada a resistir las cargas concentradas en la zona situada sobre los apoyos.

OO.3 Diafragmas de tableros empotrados en pilas

(101) En los casos donde el tablero se encuentre empotrado a la pila del tablero, la diferencia de momentos en vanos adyacentes a cada lado de la pila se debe transmitir a dicha pila. La transmisión de estos momentos generará esfuerzos adicionales a los que se han identificado en los apartados anteriores.

(102) En el caso de diafragmas triangulares (Figura A21.OO.8), la transmisión de la carga vertical y del esfuerzo debido a la diferencia de momentos es directa, siempre que se proporcione la continuidad de las bielas en compresión y el solape (o anclaje) de la armadura de tracción.

(103) En el caso de un diafragma vertical doble, el flujo de esfuerzos desde el tablero hacia las pilas es más complejo. En este caso, será necesario comprobar de forma cuidadosa la continuidad del flujo de compresiones.

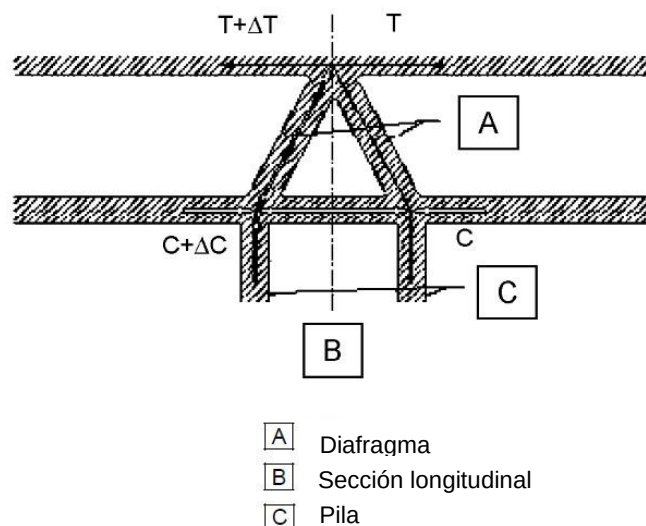


Figura A21.OO.8 – Diafragma doble en tablero empotrado a pila:
Sistema equivalente de bielas y tirantes

OO.4 Diafragmas de tableros con sección en doble T y apoyos situados bajo las almas

(101) En este caso, los diafragmas están sometidos a esfuerzos generados por la transmisión del cortante en el eje horizontal (Figura A21.OO.9) o bien a esfuerzos debidos a la transformación del momento torsor del tablero en un par de esfuerzos, en el caso de que existan dos apoyos (Figura A21.OO.10).

(102) De forma general, se puede observar a partir de las Figuras A21.OO.9 y A21.OO.10 que el flujo de esfuerzos desde las almas se canaliza directamente hacia los apoyos, sin que aparezcan esfuerzos en la zona central del diafragma. En cambio, los esfuerzos procedentes del ala superior producen esfuerzos sobre el diafragma que tienen que considerarse en el cálculo.

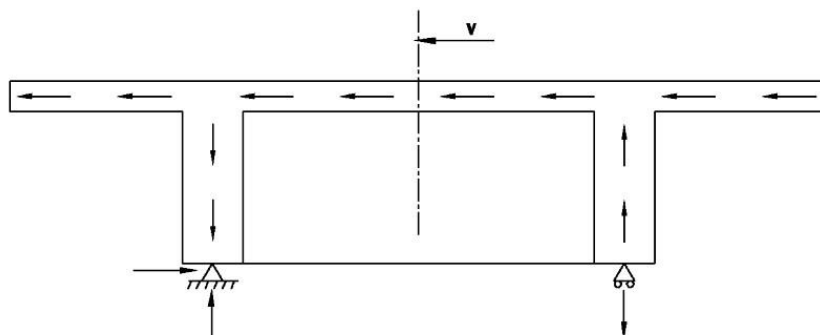


Figura A21.OO.9 - Esfuerzo cortante horizontal y reacciones en los apoyos

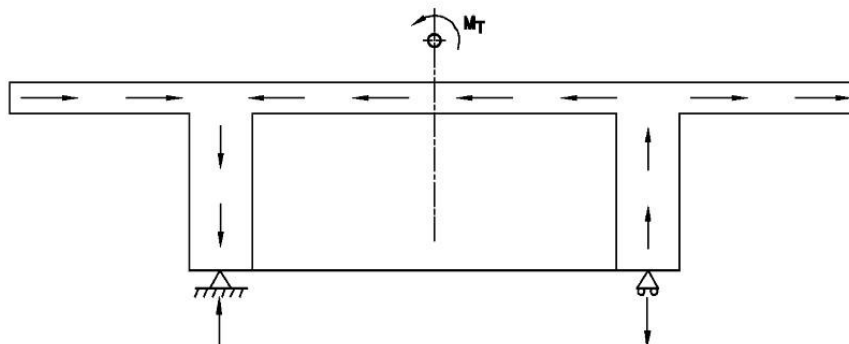


Figura A21.OO.10 - Torsión del tablero y reacciones en los apoyos

La Figura A21.OO.11 muestra un posible mecanismo resistente que permite dimensionar la armadura necesaria.

En general, si el espesor del diafragma es igual o mayor que la dimensión del área de apoyo en la dirección longitudinal del puente, únicamente será necesario comprobar los nudos de apoyo, de acuerdo con el apartado 6.5 del Anejo 19.

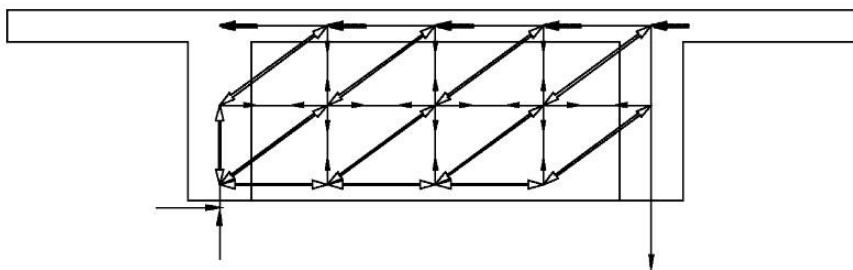
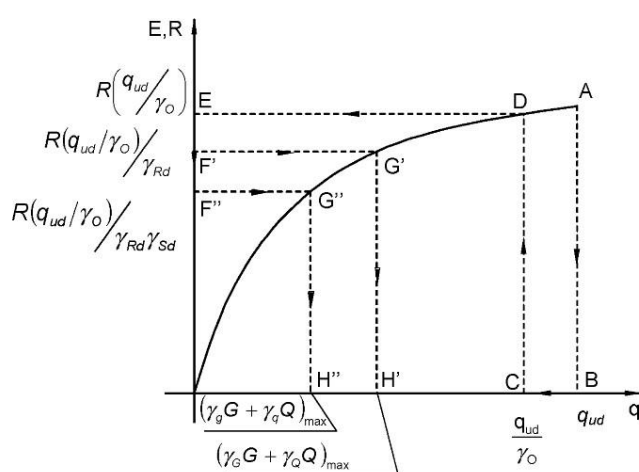


Figura A21.OO.11 – Modelo de bielas y tirantes para un diafragma típico de un puente de vigas o puente losa

Apéndice PP. Formato de seguridad propuesto para el análisis no lineal

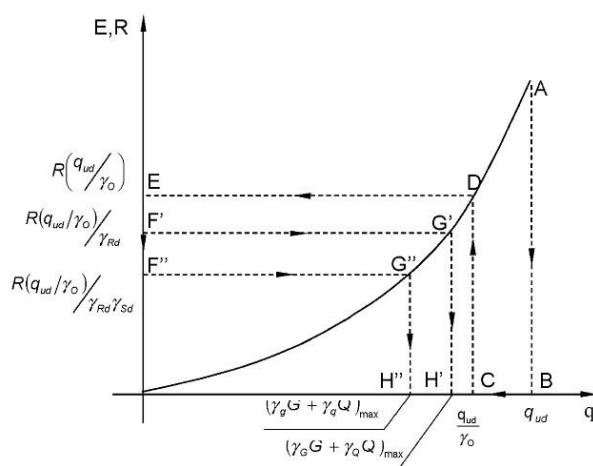
PP.1 Aplicación práctica

(101) En el caso de combinación escalar de esfuerzos, en las Figuras A21.PP.1 y A21.PP.2 se muestra de forma esquemática la aplicación en sentido inverso de las inequaciones 5.102a y 5.102b, para un comportamiento estructural infraproporcional y sobreproporcional, respectivamente.



A Punto final en Análisis no Lineal

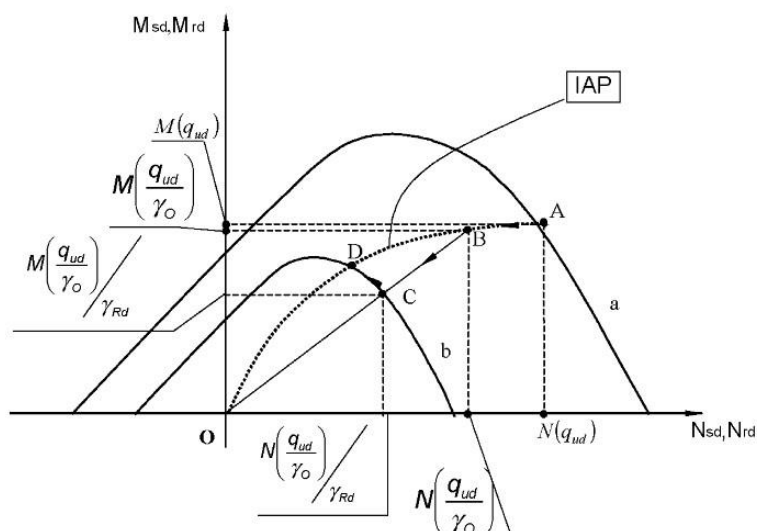
Figura A21.PP.1 – Aplicación del formato de seguridad para un comportamiento estructural infraproporcional



A Punto final en Análisis no Lineal

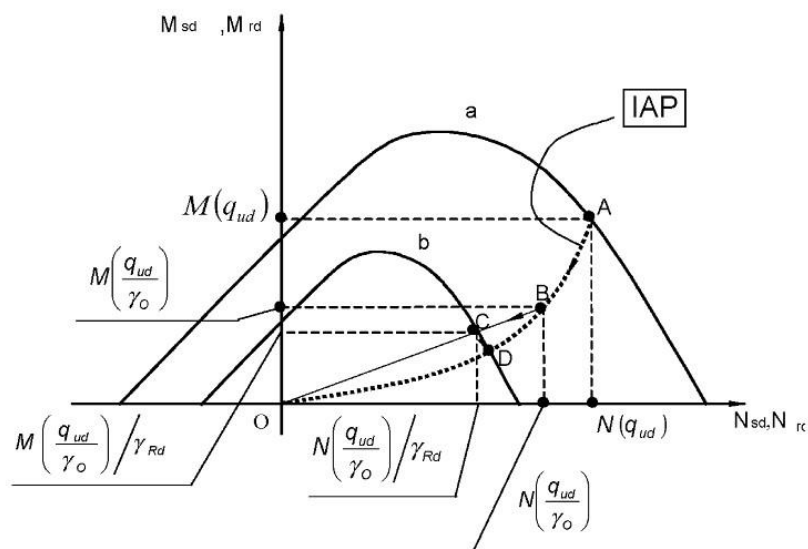
Figura A21.PP.2 – Aplicación del formato de seguridad para un comportamiento estructural sobreproporcional

(102) En el caso de combinación vectorial de esfuerzos, en las Figuras A21.PP.3 y A21.PP.4 se muestra la aplicación de las inequaciones 5.102a y 5.102b, para un comportamiento estructural infraproporcional y sobreproporcional, respectivamente. La curva “a” representa la línea de rotura, mientras que la curva “b” se obtiene de forma homotética a la curva “a”, aplicando los coeficientes de seguridad γ_{Rd} y γ_o .



- A Punto final en Análisis no Lineal
IAP Trayectoria de esfuerzos

Figura A21.PP.3 – Aplicación del formato de seguridad para una combinación vectorial (M, N) y un comportamiento infraproporcional



- A Punto final en Análisis no Lineal
IAP Trayectoria de esfuerzos

Figura A21.PP.4 – Aplicación del formato de seguridad para una combinación vectorial (M, N) y un comportamiento sobreproporcional

En ambas figuras, el punto D representa la intersección entre la trayectoria de los esfuerzos y el dominio de seguridad “b”.

Se tendrá que comprobar que el punto de coordenadas

$$M(\gamma_G G + \gamma_Q Q) \text{ y } N(\gamma_G G + \gamma_Q Q)$$

es decir, el punto correspondiente a los esfuerzos (obtenidos como los efectos de las acciones mayoradas), va a permanecer en el interior del dominio de seguridad “b”.

Se aplicará un procedimiento equivalente cuando se introduce el coeficiente parcial de seguridad que considera la incertidumbre del modelo γ_{Sd} , pero sustituyendo γ_{Rd} por $\gamma_{Rd} \cdot \gamma_{Sd}$ y γ_G, γ_Q por γ_g, γ_q .

Se aplicará el mismo proceso para la combinación $N/M_x/M_y$ o $n_x/n_y/n_{xy}$.

NOTA: En el caso de emplear el procedimiento con $\gamma_{Rd} = \gamma_{Sd} = 1$ y $\gamma_{O'} = 1,27$ se satisface la comprobación de seguridad si $M_{Ed} \leq M_{Rd}(q_{ud}/\gamma_{O'})$ y $N_{Ed} \leq N_{Rd}(q_{ud}/\gamma_{O'})$.

Apéndice QQ. Propuesta para el control de la fisuración por cortante en las almas

Actualmente, la estimación de la fisuración por cortante en las almas presenta una gran incertidumbre en el modelo.

Cuando se considere necesario comprobar la fisuración por cortante, particularmente para elementos pretensados, se puede determinar la armadura necesaria para el control de la fisuración como se indica a continuación:

1. La resistencia a tracción del hormigón en las almas f_{ctb} , dependiendo de la dirección, debe calcularse mediante la siguiente expresión:

$$f_{ctb} = \left(1 - 0,8 \frac{\sigma_3}{f_{ck}}\right) f_{ctk;0,05} \quad (\text{QQ.101})$$

donde:

f_{ctb} es la resistencia a tracción del hormigón antes de la fisuración en un estado de tensiones biaxial

σ_3 es la mayor tensión principal de compresión, tomada con valor positivo

$$\sigma_3 < 0,6f_{ck}$$

2. Se compara la mayor tensión principal de tracción σ_1 en el alma con la correspondiente resistencia f_{ctb} , obtenida a partir de la expresión (QQ.101).

Si $\sigma_1 < f_{ctb}$, se debe disponer la armadura mínima en la dirección longitudinal, de acuerdo con el apartado 7.2.2.

Si $\sigma_1 \geq f_{ctb}$, se debe controlar el ancho de fisura de acuerdo con el apartado 7.2.3 o, de forma alternativa, calcular y comprobar de acuerdo con los apartados 7.2.4 y 7.2.1, teniendo en cuenta el ángulo de desviación entre la tensión principal y las direcciones de las armaduras.