

Octubre 2010

### TÍTULO

**Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón**

**Parte 2: Puentes de hormigón**

**Cálculo y disposiciones constructivas**

*Eurocode 2: Design of concrete structures. Concrete bridges. Design and detailing rules.*

*Eurocode 2: Calcul des structures en béton. Partie 2: Ponts en béton. Calcul et dispositions constructives.*

### CORRESPONDENCIA

Esta norma es la versión oficial, en español, de las Normas Europeas EN 1992-2:2005 y EN 1992-2:2005/AC:2008.

### OBSERVACIONES

Esta norma anula y sustituye a la Norma UNE-ENV 1992-2:1997 y sustituye a la Norma EN 1992-2:2005 (ratificada por AENOR).

### ANTECEDENTES

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

Editada e impresa por AENOR  
Depósito legal: M 44946:2010

© AENOR 2010  
Reproducción prohibida

LAS OBSERVACIONES A ESTE DOCUMENTO HAN DE DIRIGIRSE A:

**AENOR**

Asociación Española de  
Normalización y Certificación

Génova, 6  
28004 MADRID-España

info@aenor.es  
www.aenor.es

Tel.: 902 102 201  
Fax: 913 104 032

98 Páginas

**Grupo 54**



AENOR

NORMA EUROPEA  
EUROPEAN STANDARD  
NORME EUROPÉENNE  
EUROPÄISCHE NORM

**EN 1992-2**

Octubre 2005

**+AC**

Julio 2008

ICS 93.040; 91.010.30; 91.080.40

Sustituye a ENV 1992-2:1996

Versión en español

**Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón  
Parte 2: Puentes de hormigón  
Cálculo y disposiciones constructivas**

**Eurocode 2: Design of concrete structures.  
Concrete bridges. Design and detailing  
rules.**

**Eurocode 2: Calcul des structures en  
béton. Partie 2: Ponts en béton. Calcul et  
dispositions constructives.**

**Eurocode 2: Planung von Stahlbeton-  
und Spannbetontragwerken. Teil 2:  
Betonbrücken. Planungs- und  
Ausführungsregeln.**

Esta norma europea ha sido aprobada por CEN el 2005-04-25.

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

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

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

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

© 2005 CEN. Derechos de reproducción reservados a los Miembros de CEN.

## ÍNDICE

	Página
PRÓLOGO .....	8
CAPÍTULO 1 GENERALIDADES.....	10
1.1 Objeto y campo de aplicación.....	10
1.1.2 Objeto y campo de aplicación del Eurocódigo 2 .....	10
1.106 Símbolos .....	10
CAPÍTULO 2 BASES DE PROYECTO.....	17
CAPÍTULO 3 MATERIALES.....	17
3.1 Hormigón .....	17
3.1.2 Resistencia.....	17
3.1.6 Resistencia de cálculo a compresión y a tracción .....	17
3.2 Acero para armaduras pasivas.....	18
3.2.4 Propiedades de ductilidad.....	18
CAPÍTULO 4 DURABILIDAD Y RECUBRIMIENTO DE LA ARMADURA .....	19
4.2 Condiciones ambientales.....	19
4.3 Requisitos para la durabilidad.....	19
4.4 Métodos de comprobación .....	19
4.4.1 Recubrimiento de hormigón.....	19
4.4.1.2 Recubrimiento mínimo, $c_{\min}$ .....	19
CAPÍTULO 5 CÁLCULO ESTRUCTURAL .....	21
5.1 Generalidades .....	22
5.1.1 Requisitos generales .....	22
5.1.3 Casos de carga y combinaciones .....	22
5.2 Imperfecciones geométricas.....	22
5.3 Idealización de la estructura .....	22
5.3.1 Modelos estructurales para cálculo global.....	22
5.3.2 Datos geométricos.....	22
5.3.2.2 Luz eficaz de vigas y losas.....	22
5.5 Cálculo elástico lineal con redistribución limitada.....	23
5.6 Cálculo plástico.....	23
5.6.1 Generalidades .....	23
5.6.2 Cálculo plástico para vigas, pórticos y losas .....	24
5.6.3 Capacidad de giro.....	24
5.7 Cálculo no lineal .....	24
5.8 Cálculo de efectos de segundo orden con carga axil.....	25
5.8.3 Criterios simplificados para efectos de segundo orden .....	25
5.8.3.3 Efectos globales de segundo orden en edificación.....	25
5.8.4 Fluencia .....	25
5.10 Elementos y estructuras pretensados.....	25
5.10.1 Generalidades .....	25
5.10.8 Efectos del pretensado en estado límite último .....	25

<b>CAPÍTULO 6</b>	<b>ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS (ELU)</b> .....	26
6.1	Flexión simple o compuesta .....	26
6.2	Cortante .....	28
6.2.2	Elementos que no necesitan armadura de cortante.....	28
6.2.3	Elementos que necesitan armadura de cortante .....	29
6.2.4	Rasante entre ala y alma en secciones en T .....	32
6.2.5	Rasante en la junta entre hormigones de diferentes edades .....	33
6.2.106	Cortante y flexión transversal .....	33
6.3	Torsión .....	33
6.3.2	Procedimiento de cálculo .....	33
6.7	Áreas parcialmente cargadas .....	36
6.8	Fatiga.....	36
6.8.1	Condiciones de comprobación.....	36
6.8.4	Procedimiento de comprobación para armaduras activas y pasivas .....	36
6.8.7	Comprobación del hormigón a esfuerzo de compresión o esfuerzo cortante.....	36
6.109	Elementos membrana.....	37
<b>CAPÍTULO 7</b>	<b>ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO (ELS)</b> .....	39
7.2	Limitación de tensiones.....	39
7.3	Control de la fisuración .....	39
7.3.1	Consideraciones generales .....	39
7.3.2	Áreas mínimas de armadura .....	40
7.3.3	Control de la fisuración sin cálculo directo.....	42
7.3.4	Cálculo de la abertura de fisuras .....	42
7.4	Control de flechas.....	42
7.4.1	Consideraciones generales .....	42
<b>CAPÍTULO 8</b>	<b>DISPOSICIONES CONSTRUCTIVAS DE ARMADURAS PASIVAS Y TENDONES DE PRETENSADO</b> .....	43
8.9	Grupos de barras.....	44
8.9.1	Generalidades .....	44
8.10	Armadura activa .....	44
8.10.3	Zonas de anclaje en elementos postesos.....	44
8.10.4	Anclajes y acopladores para tendones de pretensado .....	44
<b>CAPÍTULO 9</b>	<b>DISPOSICIONES CONSTRUCTIVAS DE ELEMENTOS Y REGLAS PARTICULARES</b> .....	46
9.1	Generalidades .....	46
9.2	Vigas .....	46
9.2.2	Armadura de cortante.....	46
9.5	Pilares .....	47
9.5.3	Armadura transversal.....	47
9.7	Vigas de gran canto .....	47
9.8	Cimentaciones.....	47
9.8.1	Encepados .....	47
9.10	Sistemas de atado .....	47

<b>CAPÍTULO 10</b>	<b>REGLAS ADICIONALES PARA ELEMENTOS Y ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN PREFABRICADO .....</b>	<b>48</b>
10.1	Generalidades .....	48
10.9	Reglas particulares para cálculo y detalles constructivos.....	48
10.9.7	Sistemas de atado .....	48
<b>CAPÍTULO 11</b>	<b>ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN CON ÁRIDO LIGERO .....</b>	<b>49</b>
11.9	Disposiciones constructivas de los elementos y reglas particulares.....	49
<b>CAPÍTULO 12</b>	<b>ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN EN MASA O LIGERAMENTE ARMADO .....</b>	<b>49</b>
<b>CAPÍTULO 113</b>	<b>PROYECTO DE LAS FASES DE EJECUCIÓN.....</b>	<b>50</b>
113.1	Generalidades .....	50
113.2	Acciones durante la ejecución .....	50
113.3	Criterio de comprobación.....	50
113.3.1	Estados límite últimos .....	50
113.3.2	Estados límite de servicio.....	51
<b>ANEXO A (Informativo)</b>	<b>MODIFICACIÓN DE LOS COEFICIENTES PARCIALES DE SEGURIDAD DE LOS MATERIALES .....</b>	<b>52</b>
<b>ANEXO B (Informativo)</b>	<b>DEFORMACIÓN UNITARIA POR FLUENCIA Y RETRACCIÓN.</b>	<b>52</b>
<b>ANEXO C (Normativo)</b>	<b>PROPIEDADES DEL ACERO PARA ARMADURAS PASIVAS APTO PARA SU USO CON ESTE EUROCÓDIGO.....</b>	<b>58</b>
<b>ANEXO D (Informativo)</b>	<b>MÉTODO DE CÁLCULO DETALLADO PARA LAS PÉRDIDAS POR RELAJACIÓN DEL ACERO PARA ARMADURAS ACTIVAS.....</b>	<b>58</b>
<b>ANEXO E (Informativo)</b>	<b>CLASES DE RESISTENCIA INDICATIVAS PARA DURABILIDAD .....</b>	<b>58</b>
<b>ANEXO F (Informativo)</b>	<b>ECUACIONES DE LA ARMADURA DE TRACCIÓN EN CONDICIONES DE TENSIÓN PLANA.....</b>	<b>59</b>
<b>ANEXO G (Informativo)</b>	<b>INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA.....</b>	<b>61</b>
<b>ANEXO H (Informativo)</b>	<b>EFECTOS GLOBALES DE SEGUNDO ORDEN EN ESTRUCTURAS .....</b>	<b>61</b>
<b>ANEXO I (Informativo)</b>	<b>CÁLCULO DE LOSAS MACIZAS Y PANTALLAS.....</b>	<b>62</b>
<b>ANEXO J (Informativo)</b>	<b>REGLAS DE DETALLES CONSTRUCTIVOS PARA SITUACIONES PARTICULARES .....</b>	<b>63</b>
<b>ANEXO KK (Informativo)</b>	<b>EFECTOS ESTRUCTURALES DEBIDOS AL COMPORTAMIENTO DIFERIDO DEL HORMIGÓN .....</b>	<b>66</b>
<b>ANEXO LL (Informativo)</b>	<b>ELEMENTOS LÁMINA DE HORMIGÓN .....</b>	<b>71</b>
<b>ANEXO MM (Informativo)</b>	<b>ESFUERZO CORTANTE Y FLEXIÓN TRANSVERSAL .....</b>	<b>78</b>

<b>ANEXO NN (Informativo)</b>	<b>COMPROBACIÓN A FATIGA MEDIANTE TENSIONES DE DAÑO EQUIVALENTE .....</b>	<b>80</b>
<b>ANEXO OO (Informativo)</b>	<b>REGIONES DE DISCONTINUIDAD TÍPICAS EN PUENTES .....</b>	<b>89</b>
<b>ANEXO PP (Informativo)</b>	<b>FORMATO DE SEGURIDAD PARA EL CÁLCULO NO LINEAL.....</b>	<b>95</b>
<b>ANEXO QQ (Informativo)</b>	<b>CONTROL DE LA FISURACIÓN POR CORTANTE EN LAS ALMAS .....</b>	<b>98</b>

## PRÓLOGO

Esta Norma EN 1992-2:2005 ha sido elaborada por el Comité Técnico CEN/TC 250 *Eurocódigos estructurales* cuya Secretaría desempeña BSI. El Comité Técnico CEN/TC 250 es responsable de todos los Eurocódigos Estructurales.

Esta norma europea debe recibir el rango de norma nacional mediante la publicación de un texto idéntico a ella o mediante ratificación antes de finales de abril de 2006, y todas las normas nacionales técnicamente divergentes deben anularse antes de finales de marzo de 2010.

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

Este eurocódigo anula y sustituye a la Norma Experimental ENV 1992-2.

## PRÓLOGO DEL PROGRAMA DE EUROCÓDIGOS

Véase la Norma EN 1992-1-1.

## ESTATUS Y CAMPO DE APLICACIÓN DE LOS EUROCÓDIGOS

Véase la Norma EN 1992-1-1.

## LAS NORMAS NACIONALES DE APLICACIÓN DE LOS EUROCÓDIGOS

Véase la Norma EN 1992-1-1.

## VÍNCULOS ENTRE EUROCÓDIGOS Y ESPECIFICACIONES TÉCNICAS ARMONIZADAS (EN Y DITE) DE PRODUCTOS

Véase la Norma EN 1992-1-1.

## INFORMACIÓN ADICIONAL ESPECÍFICA DE NORMA EN 1992-2 Y VÍNCULO CON LA NORMA EN 1992-1-1

La Norma EN 1992-2 describe los principios y requisitos para seguridad, comportamiento en servicio y durabilidad de estructuras de hormigón, junto con disposiciones específicas para puentes. Está basado en el concepto de Estado Límite utilizado en combinación con el método de los coeficientes parciales de seguridad.

- la Norma EN 1992-2 proporciona principio y reglas de aplicación para el proyecto de puentes, además de los establecidos en la Norma EN 1992-1-1. Todos los apartados pertinentes de la Norma EN 1992-1-1 se aplican al proyecto de puentes, a menos que se eliminen o modifiquen en esta Norma EN 1992-2. Se ha considerado adecuado introducir en la Norma EN 1992-2 información, en forma de nuevos apartados o complementos a los apartados de la Norma EN 1992-1-1, no específica para puentes y que, estrictamente, pertenecería a la Norma EN 1992-1-1. Estos nuevos apartados o complementos se consideran interpretaciones válidas de la Norma EN 1992-1-1, y los proyectos conformes con los requisitos establecidos en la Norma EN 1992-2 se consideran conformes con los principios establecidos en la Norma EN 1992-1-1.



- los apartados de la Norma EN 1992-2 que modifican los de la Norma EN 1992-1-1 se numeran añadiendo '100' al número de apartado correspondiente de la Norma EN 1992-1-1.
- los apartados adicionales de la Norma EN 1992-2 se numeran añadiendo '101' al último apartado correspondiente de la Norma EN 1992-1-1.

NOTA NACIONAL: Cuando en esta norma se citan apartados no existentes en la misma, se entiende que la referencia es a la Norma EN 1992-1-1.

Para el proyecto de nuevas estructuras, la Norma EN 1992-2 está concebida para ser utilizada, directamente, junto con otras partes de la Norma EN 1992, así como los Eurocódigos EN 1990, EN 1991, EN 1997 y EN 1998.

La Norma EN 1992-2 también sirve como documento de referencia para otros Comités Técnicos del CEN relativos a temas estructurales.

La Norma EN 1992-2 está destinada a ser utilizada por:

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

Los valores numéricos de los coeficientes parciales y otros parámetros de fiabilidad se recomiendan como valores básicos que tienen un aceptable nivel de fiabilidad. Han sido elegidos suponiendo la hipótesis de aplicación de un nivel apropiado de gestión de la calidad y la mano de obra. Es necesario emplear los mismos valores si la Norma EN 1992-2 se utiliza como documento base por otros Comités Técnicos del CEN.

## ANEXO NACIONAL DE LA NORMA EN 1992-2

Esta norma proporciona valores con anotaciones que indican dónde se pueden realizar las opciones nacionales. Por lo tanto la norma nacional que adopte la Norma EN 1992-2 debería tener un anexo nacional que contenga todos los Parámetros Determinación Nacional necesarios para el proyecto de puentes que se vayan a construir en ese país determinado.

Se permite ejercer la opción nacional en los siguientes puntos de la Norma EN 1992-2:

3.1.2 (102)P	5.3.2.2 (104)	6.8.1 (102)	9.1 (103)
3.1.6 (101)P	5.5 (104)	6.8.7 (101)	9.2.2 (101)
3.1.6 (102)P	5.7 (105)	7.2 (102)	9.5.3 (101)
3.2.4 (101)P	6.1 (109)	7.3.1 (105)	9.7 (102)
4.2 (105)	6.1 (110)	7.3.3 (101)	9.8.1 (103)
4.2 (106)	6.2.2 (101)	7.3.4 (101)	11.9 (101)
4.4.1.2 (109)	6.2.3 (103)	8.9.1 (101)	113.2 (102)
5.1.3 (101)P	6.2.3 (107)	8.10.4 (105)	113.3.2 (103)
5.2 (105)	6.2.3 (109)	8.10.4 (107)	

Cuando se hace referencia en esta norma a las autoridades nacionales, el término al que se alude debería definirse en el anexo nacional.

## CAPÍTULO 1 GENERALIDADES

Se aplican los siguientes apartados de la Norma EN 1992-1-1.

1.1.1 (1)P	1.1.2 (3)P	1.2.2	1.5.2.1
1.1.1 (2)P	1.1.2 (4)P	1.3 (1)P	1.5.2.2
1.1.1 (3)P	1.2 (1)P	1.4 (1)P	1.5.2.3
1.1.1 (4)P	1.2.1	1.5.1 (1)P	1.5.2.4

### 1.1 Objeto y campo de aplicación

#### 1.1.2 Objeto y campo de aplicación del Eurocódigo 2

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

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

Capítulo 1:	Generalidades
Capítulo 2:	Bases del proyecto
Capítulo 3:	Materiales
Capítulo 4:	Durabilidad y recubrimiento de la armadura
Capítulo 5:	Cálculo estructural
Capítulo 6:	Estados límite últimos (ELU)
Capítulo 7:	Estados límite de servicio (ELS)
Capítulo 8:	Detalles constructivos de la armadura pasiva y activa. Generalidades
Capítulo 9:	Detalles constructivos de los elementos y reglas particulares
Capítulo 10:	Reglas adicionales para elementos y estructuras hormigón prefabricado
Capítulo 11:	Estructuras de hormigón con árido ligero
Capítulo 12:	Estructuras de hormigón en masa o ligeramente armado
Capítulo 113:	Proyecto de las fases de ejecución

#### 1.106 Símbolos

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

NOTA El sistema de símbolos utilizado se basa en la Norma ISO 3898:1987. Se han utilizado, siempre que ha sido posible, símbolos con un único significado. En algunos casos, sin embargo, algunos símbolos pueden tener más de un significado en función del contexto.

#### *Mayúsculas latinas*

$A$	Acción accidental
$A$	Área de la sección transversal
$A_c$	Área de la sección transversal del hormigón
$A_{ct}$	Área de la sección transversal del hormigón en tracción
$A_p$	Área de la sección transversal de la armadura activa

$A_s$	Sección-de la armadura pasiva
$A_{s,min.}$	Área de la sección mínima de la armadura pasiva
$A_{sw}$	Área de la sección transversal de la armadura de cortante
$D$	Diámetro del mandril
$D_{Ed}$	Coefficiente de daño de fatiga
$E$	Efecto de una acción
$E_c, E_{c(28)}$	Módulo de elasticidad tangente de un hormigón de densidad normal a una tensión $\sigma_c = 0$ y a 28 días
$E_{c,eff}$	Módulo de elasticidad eficaz del hormigón
$E_{cd}$	Valor de cálculo del módulo de elasticidad del hormigón
$E_{cm}$	Módulo de elasticidad secante del hormigón
$E_c(t)$	Módulo de elasticidad tangente de un hormigón de densidad normal a una tensión $\sigma_c = 0$ y a una edad de $t$ (días)
$E_p$	Valor de cálculo del módulo de elasticidad de la armadura activa
$E_s$	Valor de cálculo del módulo de elasticidad de la armadura pasiva
$EI$	Rigidez a flexión
ELS	Estado límite de servicio (en inglés, SLS)
ELU	Estado límite último (en inglés, ULS)
$EQU$	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
$K_c$	Coefficiente relativo a los efectos de la fisuración y la fluencia
$K_s$	Coefficiente relativo a la contribución de las armaduras
$L$	Longitud
$M$	Momento flector
$M_{Ed}$	Valor de cálculo del momento flector

$M_{\text{rep}}$	Momento de fisuración
$N$	Esfuerzo axial o número de ciclos de carga de fatiga
$N_{\text{Ed}}$	Valor de cálculo del esfuerzo axial aplicado (tracción o compresión)
$P$	Fuerza de pretensado
$P_0$	Fuerza inicial en el extremo activo del tendón inmediatamente después de tesar
$Q_k$	Valor característico de una acción variable
$Q_{\text{fat}}$	Valor característico de una carga de fatiga
$R$	Resistencia o función de relajación
$S$	Solicitud y esfuerzos
$S$	Momento estático de la sección
$T$	Momento torsor
$T_{\text{Ed}}$	Valor de cálculo del momento torsor aplicado
$V$	Esfuerzo cortante
$V_{\text{Ed}}$	Valor de cálculo del esfuerzo cortante producido por las acciones exteriores
$Vol$	Volumen de tráfico
$X$	Límite recomendado del porcentaje de armaduras acopladas en una misma sección

*Minúsculas latinas*

$a$	Distancia
$a$	Dato geométrico
$\Delta a$	Desviación (o tolerancia) de un dato geométrico
$b$	Anchura total de una sección transversal o ancho real del ala en una viga en T o en L
$b_w$	Anchura del alma de una viga en T, doble T o L
$c_{\text{min.}}$	Recubrimiento mínimo
$d$	Diámetro; canto
$d$	Canto útil de una sección transversal
$d_g$	Dimensión nominal del 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 a compresión del hormigón ensayado en probeta cilíndrica a 28 días
$f_{cm}$	Valor medio de la resistencia a compresión del hormigón ensayado en probeta cilíndrica
$f_{ctb}$	Resistencia a tracción antes de la fisuración en un estado de tensiones 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 del acero de la armadura activa
$f_{pk}$	Resistencia característica a tracción del acero de la armadura activa
$f_{p0,1}$	Tensión que produce una deformación remanente (o relajación) del 0,1% en la armadura activa
$f_{p0,1k}$	Valor característico de la tensión que produce una deformación remanente (o relajación) del 0,1% en la armadura activa
$f_{0,2k}$	Valor característico de la tensión que produce una deformación remanente (o relajación) del 0,2% en la armadura pasiva
$f_t$	Resistencia a tracción del acero de la armadura pasiva
$f_{tk}$	Valor característico de la resistencia a tracción de la armadura pasiva
$f_y$	Límite elástico convencional del acero de la armadura pasiva
$f_{yd}$	Límite elástico convencional de cálculo del acero de la armadura pasiva
$f_{yk}$	Límite elástico convencional característico del acero de la armadura pasiva
$f_{ywd}$	Límite elástico de cálculo del acero de la armadura de cortante
$h$	Altura
$h$	Canto total de una sección transversal
$i$	Radio de giro
$k$	Coefficiente; factor
$l$	Longitud; luz
$m$	Masa
$n$	Componente del esfuerzo de membrana
$q_{ud}$	Valor máximo de la combinación alcanzado en el 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
$t$	Tiempo considerado
$t_0$	Edad del hormigón en el momento de la carga
$u$	Perímetro de sección transversal de hormigón, que tiene un área $A_c$
$u$	Componente del desplazamiento de un punto
$v$	Componentes del desplazamiento de un punto o cortante transversal
$w$	Componentes del desplazamiento de un punto o abertura 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 de las fuerzas internas

*Mayúsculas griegas*

$\Phi$	Coeficiente dinámico, conforme a la Norma EN 1991-2
--------	---

*Minúsculas griegas*

$\alpha$	Ángulo; ratio; coeficiente de efectos a largo plazo o relación entre las tensiones principales
$\alpha_c$	Relación $E_s/E_{cm}$
$\alpha_h$	Coeficiente de reducción para $\theta$
$\beta$	Ángulo; ratio; coeficiente $t$
$\gamma$	Coeficiente parcial de seguridad
$\gamma_A$	Coeficiente parcial de seguridad de las acciones accidentales $A$
$\gamma_c$	Coeficiente parcial de seguridad del hormigón
$\gamma_F$	Coeficiente parcial de seguridad de las acciones, $F$
$\gamma$	Coeficiente parcial de seguridad de las acciones sin tener en cuenta las incertidumbres del modelo
$\gamma_{F,fat}$	Coeficiente parcial para acciones de fatiga
$\gamma_{c,fat}$	Coeficiente parcial para fatiga de hormigón

$\gamma_G$	Coefficiente parcial de seguridad de las acciones permanentes, $G$
$\gamma_g$	Coefficiente parcial de seguridad de las acciones permanentes sin tener en cuenta las incertidumbres del modelo
$\gamma_M$	Coefficiente parcial de seguridad de una propiedad del material, considerando no solo las incertidumbres de dicha propiedad, sino también las correspondientes a las desviaciones geométricas y en los modelos de cálculo utilizados
$\gamma_m$	Coefficiente parcial de seguridad de una propiedad de un material, considerando sólo las incertidumbres de la propiedad
$\gamma_0$	Coefficiente global de seguridad
$\gamma_P$	Coefficiente parcial de seguridad de las acciones asociadas con el pretensado, $P$
$\gamma_Q$	Coefficiente parcial de seguridad de las acciones variables, $Q$
$\gamma_S$	Coefficiente parcial de seguridad del acero de la armadura pasiva o activa
$\gamma_{S,fat}$	Coefficiente parcial de seguridad del acero de la armadura activa bajo cargas de fatiga
$\delta$	Incremento/relación de redistribución
$\xi$	Coefficiente de redistribución de fluencia o relación de adherencia
$\zeta$	Coefficiente de reducción/distribución
$\varepsilon_c$	Deformación unitaria del hormigón en compresión
$\varepsilon_{ca}$	Retracción autógena
$\varepsilon_{cc}$	Deformación unitaria de fluencia
$\varepsilon_{cd}$	Retracción por secado
$\varepsilon_{cl}$	Deformación unitaria por compresión en el hormigón a la tensión máxima $f_c$
$\varepsilon_{cu}$	Deformación unitaria última de compresión del hormigón
$\varepsilon_u$	Alargamiento del acero de la armadura pasiva o activa bajo carga máxima
$\varepsilon_{uk}$	Alargamiento último característico del acero de la armadura pasiva o activa bajo la carga máxima
$\theta$	Ángulo
$\theta_1$	Inclinación debida a las imperfecciones geométricas
$\lambda$	Esbeltez o coeficientes de daño equivalente en fatiga
$\mu$	Coefficiente de rozamiento entre los tendones y sus vainas
$\nu$	Módulo de Poisson
$\nu$	Coefficiente de reducción de resistencia para hormigón con fisuras en cortante

$\rho$	Densidad del hormigón después de secado en horno en kg/m <sup>3</sup>
$\rho_{1\,000}$	Valor de pérdida de relajación (en %) a 1 000 h después del tensado y a una temperatura media de 20 °C
$\rho_l$	Cuantía de armadura longitudinal
$\rho_w$	Cuantía de armadura de cortante
$\sigma_c$	Tensión de compresión en el hormigón
$\sigma_{cp}$	Tensión de compresión normal en el hormigón por carga axil o pretensado
$\sigma_{cu}$	Tensión de compresión del hormigón correspondiente a la deformación unitaria última en compresión $\varepsilon_{cu}$
$\tau$	Tensión tangencial de torsión
$\phi$	Diámetro de una barra de armadura o de una vaina de pretensado
$\phi_n$	Diámetro equivalente de un grupo de barras de armadura
$\varphi(t, t_0)$	Coeficiente de fluencia entre los tiempos $t$ y $t_0$ , referido a la deformación elástica a 28 días
$\varphi_{fat}$	Coeficiente de impacto de daño equivalente de fatiga
$\varphi(\infty, t_0)$	Valor final del coeficiente de fluencia
$\psi$	Coeficientes para definir los valores representativos de acciones variables
$\psi_0$	para valores de combinación
$\psi_1$	para valores frecuentes
$\psi_2$	para valores cuasipermanentes
$\chi$	Coeficiente de envejecimiento



## CAPÍTULO 2 BASES DE PROYECTO

Se aplican todos los apartados de la Norma EN 1992-1-1

## CAPÍTULO 3 MATERIALES

Se aplican los siguientes puntos de la Norma EN 1992-1-1.

3.1.1 (1)P	3.1.8 (1)	3.3.1 (1)P	3.3.4 (5)
3.1.1 (2)	3.1.9 (1)	3.3.1 (2)P	3.3.5 (1)P
3.1.2 (1)P	3.1.9 (2)	3.3.1 (3)	3.3.5 (2)P
3.1.2 (3)	3.2.1 (1)P	3.3.1 (4)	3.3.6 (1)P
3.1.2 (4)	3.2.1 (2)P	3.3.1 (5)P	3.3.6 (2)
3.1.2 (5)	3.2.1 (3)P	3.3.1 (6)	3.3.6 (3)
3.1.2 (6)	3.2.1 (4)P	3.3.1 (7)P	3.3.6 (4)
3.1.2 (7)P	3.2.1 (5)	3.3.1 (8)P	3.3.6 (5)
3.1.2 (8)	3.2.2 (1)P	3.3.1 (9)P	3.3.6 (6)
3.1.2 (9)	3.2.2 (2)P	3.3.1 (10)P	3.3.6 (7)
3.1.3 (1)	3.2.2 (3)P	3.3.1 (11)P	3.3.7 (1)P
3.1.3 (2)	3.2.2 (4)P	3.3.2 (1)P	3.3.7 (2)P
3.1.3 (3)	3.2.2 (5)	3.3.2 (2)P	3.4.1.1 (1)P
3.1.3 (4)	3.2.2 (6)P	3.3.2 (3)P	3.4.1.1 (2)P
3.1.3 (5)	3.2.3 (1)P	3.3.2 (4)P	3.4.1.1 (3)P
3.1.4 (1)P	3.2.4 (2)	3.3.2 (5)	3.4.1.2.1 (1)P
3.1.4 (2)	3.2.5 (1)P	3.3.2 (6)	3.4.1.2.1 (2)
3.1.4 (3)	3.2.5 (2)P	3.3.2 (7)	3.4.1.2.2 (1)P
3.1.4 (4)	3.2.5 (3)P	3.3.2 (8)	3.4.2.1 (1)P
3.1.4 (5)	3.2.5 (4)	3.3.2 (9)	3.4.2.1 (2)P
3.1.4 (6)	3.2.6 (1)P	3.3.3 (1)P	3.4.2.1 (3)
3.1.5 (1)	3.2.7 (1)	3.3.4 (1)P	3.4.2.2 (1)
3.1.7 (1)	3.2.7 (2)	3.3.4 (2)	
3.1.7 (2)	3.2.7 (3)	3.3.4 (3)	
3.1.7 (3)	3.2.7 (4)	3.3.4 (4)	

### 3.1 Hormigón

#### 3.1.2 Resistencia

(102)P Las clases de resistencia (o clases resistentes) (C) de esta norma se basan en la resistencia característica en probeta cilíndrica,  $f_{ck}$ , determinada a los 28 días con un valor mínimo  $C_{\min}$  y un valor máximo  $C_{\max}$ .

NOTA Los valores  $C_{\min}$  y  $C_{\max}$  para su uso en un Estado se pueden encontrar en su anexo nacional. Los valores recomendados son C30/37 y C70/85 respectivamente.

#### 3.1.6 Resistencia de cálculo a compresión y a tracción

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

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

donde

$\gamma_c$  es el coeficiente parcial de seguridad del hormigón conforme al apartado 2.4.2.4, y

$\alpha_{cc}$  es el coeficiente que considera los efectos a largo plazo en la resistencia a compresión y los efectos desfavorables originados por la forma en que se aplican las cargas.

NOTA El valor de  $\alpha_{cc}$  para su uso en un Estado debería estar comprendido entre 0,80 y 1,00 y se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado de  $\alpha_{cc}$  es 0,85.

(102)P El valor de cálculo de la resistencia a tracción,  $f_{ctd}$ , se define como:

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} f_{ctk,0,05} / \gamma_c$$

donde

$\gamma_c$  es el coeficiente parcial de seguridad del hormigón, véase el apartado 2.4.2.4; y

$\alpha_{ct}$  es un coeficiente que considera los efectos a largo plazo en la resistencia a tracción y los efectos desfavorables originados por la forma en que se aplican las cargas.

NOTA El valor de  $\alpha_{ct}$  para su uso en un Estado debería estar comprendido entre 0,80 y 1,00 y se puede encontrar en su anexo nacional. El Valor recomendado de  $\alpha_{ct}$  es 1,0.

## 3.2 Acero para armaduras pasivas

### 3.2.4 Propiedades de ductilidad

(101)P Las armaduras deben tener una ductilidad adecuada, definida como el cociente entre la tensión última y el límite elástico  $(f_t/f_y)_k$  y un alargamiento a carga última,  $\epsilon_{uk}$ .

NOTA Las clases de acero para armaduras pasivas de puentes para su uso en un Estado se pueden encontrar en su anexo nacional. Las clases recomendadas son las clase B y C.

## CAPÍTULO 4 DURABILIDAD Y RECUBRIMIENTO DE LA ARMADURA

Se aplican los siguientes puntos de la Norma EN 1992-1-1.

4.1 (1)P	4.2 (3)	4.4.1.2 (4)	4.4.1.2 (13)
4.1 (2)P	4.3 (1)P	4.4.1.2 (5)	4.4.1.3 (1)P
4.1 (3)P	4.3 (2)P	4.4.1.2 (6)	4.4.1.3 (2)
4.1 (4)	4.4.1.1 (1)P	4.4.1.2 (7)	4.4.1.3 (3)
4.1 (5)	4.4.1.1 (2)P	4.4.1.2 (8)	4.4.1.3 (4)
4.1 (6)	4.4.1.2 (1)P	4.4.1.2 (10)	
4.2 (1)P	4.4.1.2 (2)P	4.4.1.2 (11)	
4.2 (2)	4.4.1.2 (3)	4.4.1.2 (12)	

### 4.2 Condiciones ambientales

(104) En el proyecto se debería contemplarse la entrada de agua o posibles fugas desde la calzada en los aligeramientos de las estructuras.

(105) La clase de exposición correspondiente a una superficie de hormigón protegida mediante impermeabilización se debería indicar en el anexo nacional.

NOTA En el caso de superficies protegidas mediante impermeabilización, la clase de exposición para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. La clase de exposición recomendada para superficies protegidas con impermeabilización es XC3.

(106) Cuando se usan sales de deshielo todas las superficies de hormigón expuestas situadas a menos de  $x$  metros de la calzada medidos horizontalmente, o a menos de  $y$  metros por encima de la calzada, deberían considerarse como directamente afectadas por las sales de deshielo. La cara superior de los apoyos situados bajo juntas de dilatación debería considerarse como directamente afectada por las sales de deshielo.

NOTA 1 Las distancias  $x$  e  $y$  para su uso en un Estado se pueden encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado para  $x$  es 6 m y el recomendado para  $y$  es 6 m.

NOTA 2 Las clases de exposición para superficies directamente afectadas por sales de deshielo para su uso en un Estado se pueden encontrar en su anexo nacional. Las clases recomendadas son XD3 y XF2 o XF4, según el caso, con los recubrimientos indicados en las tablas 4.4N y 4.5N para las clases XD.

### 4.3 Requisitos para la durabilidad

(103) Las armaduras activas externas debería satisfacer los requisitos de las autoridades nacionales.

### 4.4 Métodos de comprobación

#### 4.4.1 Recubrimiento de hormigón

##### 4.4.1.2 Recubrimiento mínimo, $c_{\min}$ .

(109) En el caso de un hormigón vertido *in situ* se coloca contra una superficie de hormigón existente (prefabricada o *in situ*), se pueden modificar los requisitos del recubrimiento de la armadura respecto a la junta.

NOTA Los requisitos para su uso en un Estado se pueden encontrar en su anexo nacional.

Se recomienda que el recubrimiento solo satisfaga los requisitos de adherencia (véase el punto (3) del apartado 4.4.1.2 de la Norma EN 1992-1-1) si se cumplen las condiciones enunciadas a continuación:

- la superficie de hormigón existente no ha estado expuesta a la intemperie durante más de 28 días;
- la superficie del hormigón existente es rugosa;
- la clase de resistencia del hormigón existente es al menos C25/30.

(114) Los tableros de hormigón visto de puentes de carretera sin impermeabilización ni pavimento se deberían clasificar como clase de abrasión XM2.

(115) Cuando una superficie de hormigón está sometida a abrasión originada por hielo o transporte sólido en un curso de agua, debería aumentarse el recubrimiento, como mínimo, en 10 mm.

## CAPÍTULO 5 CÁLCULO ESTRUCTURAL

Se aplican los siguientes puntos de la Norma EN 1992-1-1.

5.1.1 (1)P	5.6.1 (3)P	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)P	5.8.5 (4)	5.10.1 (5)P
5.1.1 (4)P	5.6.2 (3)	5.8.6 (1)P	5.10.2.1 (1)P
5.1.1 (5)	5.6.2 (4)	5.8.6 (2)P	5.10.2.1 (2)
5.1.1 (6)P	5.6.2 (5)	5.8.6 (3)	5.10.2.2 (1)P
5.1.1 (7)	5.6.3 (1)	5.8.6 (4)	5.10.2.2 (2)P
5.1.2 (1)P	5.6.3 (3)	5.8.6 (5)	5.10.2.2 (3)P
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)P
5.1.2 (5)	5.6.4 (3)	5.8.7.2 (1)	5.10.3 (1)P
5.1.4 (1)P	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)P	5.7 (2)	5.8.7.3 (1)	5.10.4 (1)
5.2 (2)P	5.7 (3)	5.8.7.3 (2)	5.10.5.1 (1)
5.2 (3)	5.7 (4)P	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)P	5.8.2 (1)P	5.8.8.1 (1)	5.10.5.2 (2)
5.3.1 (3)	5.8.2 (2)P	5.8.8.1 (2)	5.10.5.2 (3)
5.3.1 (4)	5.8.2 (3)P	5.8.8.2 (1)	5.10.5.2 (4)
5.3.1 (5)	5.8.2 (4)P	5.8.8.2 (2)	5.10.5.3 (1)
5.3.1 (7)	5.8.2 (5)P	5.8.8.2 (3)	5.10.5.3 (2)
5.3.2.1 (1)P	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)P	5.10.8 (1)
5.5 (1)P	5.8.4 (1)P	5.9 (2)	5.10.8 (2)
5.5 (2)	5.8.4 (2)	5.9 (3)	5.10.9 (1)P
5.5 (3)	5.8.4 (3)	5.9 (4)	5.11 (1)P
5.5 (6)	5.8.4 (4)	5.10.1 (1)P	5.11 (2)P
5.6.1 (2)P	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 utilizar métodos de cálculo reconocidos.

NOTA En el anexo KK se puede encontrar información adicional.

### 5.1.3 Casos de carga y combinaciones

(101)P Al considerar las combinaciones de las acciones (véase el capítulo 6 y anexo A2 de la Norma EN 1990) se deben tener en cuenta los casos carga pertinentes para establecer en todas las secciones las condiciones de proyecto críticas, dentro o en parte de la estructura considerada.

NOTA Las simplificaciones de las distribuciones de cargas para su uso en un Estado se pueden encontrar en su anexo nacional. No se dan recomendaciones respecto a estas simplificaciones en esta norma.

## 5.2 Imperfecciones geométricas

(104) Las disposiciones de los puntos (105) y (106) de esta norma y el punto (7) de la Norma EN 1992-1-1 se aplican a elementos bajo compresión axial y estructuras con carga vertical. Los valores numéricos están relacionados con desviaciones de ejecución normales (clase 1 conforme a la Norma EN 13670). Para desviaciones de ejecución diferentes, los valores numéricos se deberían ajustar de modo apropiado.

(105) Las imperfecciones puede representarse por una inclinación,  $\theta_1$ , dada por

$$\theta_1 = \theta_0 \alpha_h \quad (5.101)$$

donde

$\theta_0$  es el valor básico;

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

$l$  es la longitud o altura [m].

NOTA El valor de  $\theta_0$  para su uso en un Estado se define en su anexo nacional. El valor recomendado es 1/200.

(106) Para puentes arco, la forma de las imperfecciones en los planos horizontal y vertical se debería basar en la forma de los primeros modos de pandeo horizontal y vertical, respectivamente. La forma de cada modo puede idealizarse mediante una función sinusoidal, con una amplitud  $a = \theta_1 \frac{l}{2}$ , donde  $l$  es la semiamplitud de la onda.

No se aplican los puntos (8) y (9) de la Norma EN 1992-1-1.

## 5.3 Idealización de la estructura

### 5.3.1 Modelos estructurales para cálculo global

No se aplican los puntos (2) y (6) de la Norma EN 1992-1-1.

### 5.3.2 Datos geométricos

#### 5.3.2.2 Luz eficaz de vigas y losas

NOTA Se aplican los puntos (1), (2) y (3) de la Norma EN 1992-1-1, a pesar de que el título de este apartado en dicha norma hace referencia a edificación.

(104) En el caso de una viga o losa continua sobre un apoyo que se puede considerar que no coaccionan el giro (por ejemplo sobre muros) y el cálculo supone apoyos puntuales, el valor de cálculo momento en el apoyo, calculado sobre la base de una luz igual a la distancia entre centros de apoyos, se puede reducir en una cantidad  $\Delta M_{Ed}$ , del modo siguiente:

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

donde

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

NOTA El valor de  $t$  para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado es la anchura del apoyo.

## 5.5 Cálculo elástico lineal con redistribución limitada

(104) En vigas o losas continuas, las cuales:

- a) están sometidas principalmente a flexión
- b) tienen una relación entre luces de vanos adyacentes entre 0,5 y 2

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

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

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

$$\delta \geq k_5 \text{ si se utiliza armadura de clase B y clase C (véase el anexo C).}$$

No se permite ninguna redistribución para aceros de clase A (véase el anexo C).

donde

$\delta$  es la relación 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.

NOTA 1 Los valores de  $k_1$ ,  $k_2$ ,  $k_3$ ,  $k_4$  y  $k_5$  para su uso en un Estado se pueden encontrar en su anexo nacional. Los valores recomendados son:  $k_1 = 0,44$ ,  $k_2 = 1,25(0,6 + 0,0014/\varepsilon_{cu2})$ ,  $k_3 = 0,54$ ,  $k_4 = 1,25(0,6 + 0,0014/\varepsilon_{cu2})$  y  $k_5 = 0,85$ .

NOTA 2 Para el dimensionamiento de losas macizas se pueden utilizar los límites de la Norma EN 1992-1-1.

(105) La redistribución no se debería realizar en circunstancias en que la capacidad de giro no se pueda definir con seguridad (por ejemplo en puentes curvos o esviados).

## 5.6 Cálculo plástico

### 5.6.1 Generalidades

(101)P Los métodos basados en análisis plástico sólo se deberían usar para la comprobación en ELU, y únicamente cuando lo autoricen las autoridades nacionales.

### 5.6.2 Cálculo plástico para vigas, pórticos y losas

(102) Se puede considerar que la ductilidad es adecuada si se cumplen todos los puntos siguientes:

i) el área de la armadura de tracción se limita de modo que, en cualquier sección:

$$x_u/d \leq 0,15 \text{ para clases de resistencia del hormigón } \leq C50/60;$$

$$\leq 0,10 \text{ para clases de resistencia del hormigón } \geq C55/67;$$

ii) el acero de las armaduras pasivas es clase B o clase C;

iii) la relación entre los momentos en apoyos intermedios y en centro de vano está comprendida en el rango 0,5 y 2.

NOTA Para el dimensionamiento de losas macizas se pueden utilizar los límites de la Norma EN 1992-1-1.

### 5.6.3 Capacidad de giro

(102) En las regiones de rótulas plásticas,  $x_u/d$  no debería superar 0,30 para hormigones con clases resistentes inferiores o iguales a C50/60, y 0,23 para hormigones de clases superiores o iguales a C55/67.

### 5.7 Cálculo no lineal

(105) Puede utilizarse un cálculo no lineal siempre que el modelo pueda representar adecuadamente todos los modos de fallo (por ejemplo flexión, esfuerzo axil, cortante, rotura a compresión debida a una reducción en la resistencia eficaz del hormigón, etc.) y que la resistencia a tracción del hormigón no se utilice como un mecanismo principal para resistir las cargas.

Si un único análisis no es suficiente para comprobar todos los mecanismos de fallo, deberían realizarse cálculos adicionales.

NOTA 1 La información sobre los métodos de cálculo no lineal admisibles y el formato de seguridad para su uso en un Estado se pueden encontrar en su anexo nacional. Las disposiciones recomendadas son las siguientes:

Cuando se utilicen cálculo no lineal, se deberían realizar las siguientes hipótesis:

- Para el acero de las armaduras pasivas, se debería utilizar el diagrama tensión-deformación basado en la curva A de la figura 3.8. En este diagrama se deberían sustituir,  $f_{yk}$  y  $kf_{yk}$  por  $1,1f_{yk}$  y  $1,1kf_{yk}$ , respectivamente
- Para el acero de las armaduras activas, se debería utilizar el diagrama tensión-deformación indicado en el apartado 3.3.6 (curva A de la figura 3.10). En este diagrama se debería sustituir  $f_{pk}$  por  $1,1f_{pk}$ .
- Para el hormigón, el diagrama tensión-deformación se debería basar en la ecuación (3.14) del apartado 3.1.5. En esta ecuación, y en el valor  $k, f_{cm}$  se debería sustituir por  $\gamma_{cf}f_{ck}$  con  $\gamma_{cf} = 1,1 \cdot \gamma_s/\gamma_c$ .

Se debería seguir el siguiente procedimiento de cálculo:

- Se debería evaluar la resistencia para diferentes niveles de las acciones adecuadas, los cuales se deberían aumentar mediante incrementos escalonados a partir de los valores de servicio, de forma que se alcancen los valores de  $\gamma_G G_k$  y  $\gamma_Q Q_k$  en el mismo paso. El proceso incremental debería continuar hasta que una zona de la estructura alcance su resistencia última, evaluada teniendo en cuenta  $\alpha_{cc}$ , o hasta que se produzca un fallo global de la estructura. La carga correspondiente a esta situación se denomina  $q_{ud}$ .
- Se aplica un coeficiente global de seguridad  $\gamma_0$  y se obtiene la correspondiente resistencia  $R \left( \frac{q_{ud}}{\gamma_0} \right)$ ,
- Debería cumplirse una de las siguientes condiciones:

$$\gamma_{Rd} E (\gamma_G G + \gamma_Q Q) \leq R \left( \frac{q_{ud}}{\gamma_0} \right) \quad (5.102 \text{ aN})$$



o

$$E(\gamma_G G + \gamma_Q Q) \leq R \left( \frac{q_{ud}}{\gamma_{Rd} \cdot \gamma_O} \right) \quad (5.102 \text{ bN})$$

$$\text{(es decir)} \quad R \left( \frac{q_{ud}}{\gamma_{O'}} \right)$$

o

$$\gamma_{Rd} \gamma_{Sd} E(\gamma_g G + \gamma_q Q) \leq R \left( \frac{q_{ud}}{\gamma_O} \right) \quad (5.102 \text{ cN})$$

donde

$\gamma_{Rd}$  es el coeficiente parcial de seguridad que considera la incertidumbre del modelo de resistencia,  $\gamma_{Rd} = 1,06$ ,

$\gamma_{Sd}$  es el coeficiente parcial de seguridad que considera la incertidumbre del modelo de acciones y/o esfuerzos,  $\gamma_{Sd} = 1,15$ ,

$\gamma_O$  es el coeficiente global de seguridad,  $\gamma_O = 1,20$ .

Para más detalles, véase el anexo PP.

Cuando no se consideran explícitamente en el cálculo las incertidumbres de modelo  $\gamma_{Rd}$  y  $\gamma_{Sd}$  (es decir  $\gamma_{Rd} = \gamma_{Sd} = 1$ ), debería utilizarse  $\gamma_{O'} = 1,27$ .

NOTA 2 Si se utilizan las propiedades de cálculo de los materiales en un cálculo no lineal (por ejemplo, como en el apartado 5.8.6 de la Norma EN 1992-1-1) debería tenerse especial cuidado con los efectos de las acciones indirectas (por ejemplo las deformaciones impuestas).

## 5.8 Cálculo de efectos de segundo orden con carga axial

### 5.8.3 Criterios simplificados para efectos de segundo orden

#### 5.8.3.3 Efectos globales de segundo orden en edificación

No se aplica este apartado.

#### 5.8.4 Fluencia

(105) Para la evaluación de la fluencia puede utilizarse un enfoque más preciso.

NOTA Para más información, véase el anexo KK.

## 5.10 Elementos y estructuras pretensados

### 5.10.1 Generalidades

(106) Se debería evitar la rotura frágil utilizando el método descrito en el punto (109) del apartado 6.1.

#### 5.10.8 Efectos del pretensado en estado límite último

(103) Si se calcula el aumento de tensión en los las armaduras activas externas partiendo del estado de deformación del elemento completo, debería utilizarse una cálculo no lineal. Véase el apartado 5.7.

**CAPÍTULO 6 ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS (ELU)**

Se aplican los siguientes puntos de la Norma EN 1992-1-1.

6.1 (1)P	6.2.4 (6)	6.4.3 (1)P	6.5.4 (9)
6.1 (2)P	6.2.4 (7)	6.4.3 (2)	6.6 (1)P
6.1 (3)P	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)P
6.1 (6)	6.2.5 (4)	6.4.3 (6)	6.7 (2)
6.1 (7)	6.3.1 (1)P	6.4.3 (7)	6.7 (3)
6.2.1 (1)P	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)P
6.2.1 (3)	6.3.1 (4)	6.4.4 (1)	6.8.2 (1)P
6.2.1 (4)	6.3.1 (5)	6.4.4 (2)	6.8.2 (2)P
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)P
6.2.1 (7)	6.3.3 (1)	6.4.5 (3)	6.8.3 (2)P
6.2.1 (8)	6.3.3 (2)	6.4.5 (4)	6.8.3 (3)P
6.2.1 (9)	6.4.1 (1)P	6.4.5 (5)	6.8.4 (1)
6.2.2 (2)	6.4.1 (2)P	6.5.1 (1)P	6.8.4 (2)
6.2.2 (3)	6.4.1 (3)	6.5.2 (1)	6.8.4 (3)P
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)P
6.2.2 (7)	6.4.2 (2)	6.5.3 (2)	6.8.5 (1)P
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)P	6.8.5 (3)
6.2.3 (4)	6.4.2 (5)	6.5.4 (2)P	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 armaduras activas externas, la deformación del acero de pretensado entre dos puntos fijos consecutivos se supone constante. El alargamiento del acero de las armaduras activas es, por tanto, igual al alargamiento remanente, tras las pérdidas, incrementada por el alargamiento originado por la deformación estructural entre los dos puntos fijos considerados.

(109) Para estructuras pretensadas, el punto 5(P) del apartado 5.10.1 puede satisfacerse mediante cualquiera de los siguientes métodos:

- a) Comprobación de la capacidad de carga utilizando un área reducida de pretensado. Esta comprobación debería realizarse de la forma siguiente:
- Se calcula el momento flector aplicado debido a la combinación frecuente de acciones.
  - Se determina el área reducida de pretensado que hace que la tensión máxima de tracción alcance  $f_{ctm}$  en la fibra extrema traccionada cuando la sección está sometida al momento flector calculado en el punto i) anterior.
  - Se calcula la capacidad última a flexión a partir de área reducida de pretensado anterior. Se debería asegurar que dicho momento último es mayor que el momento flector producido por la combinación frecuente. Para esta comprobación puede realizarse una redistribución de esfuerzos en la estructura, y el momento resistente último debería calcularse utilizando los coeficientes parciales de seguridad del material correspondientes a situaciones de proyecto accidentales, según la tabla 2.1N del apartado 2.4.2.4.
- b) Se dispone una armadura pasiva mínima según la ecuación (6.101a). En el área  $A_{s,min.}$  pueden incluirse armaduras pasivas dispuestas con otro propósito.

$$A_{s,min.} = \frac{M_{rep}}{z_s f_{yk}} \quad (6.101a)$$

donde

$M_{rep}$  es el momento de fisuración calculado utilizando una resistencia a tracción adecuada,  $f_{ctx}$  en la fibra extrema traccionada de la sección, sin tener en cuenta ningún efecto del pretensado. En las juntas de dovelas prefabricadas se debería suponer  $M_{rep}$  igual a 0;

$z_s$  es el brazo mecánico en el estado límite último referido a la armadura pasiva.

NOTA El valor de  $f_{ctx}$  para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado para  $f_{ctx}$  es  $f_{ctm}$ .

- c) Se alcanza un acuerdo con las autoridades nacionales competentes respecto a un sistema de inspección apropiado basado en evidencias satisfactorias.

NOTA El método o métodos aplicables seleccionados entre a, b y c) para su uso en un Estado se pueden encontrar en su anexo nacional.

(110) En los casos en que se elija el método b) del punto (109) se aplican las siguientes reglas:

- Debería disponerse la armadura pasiva mínima en aquellas zonas en las que aparezcan tensiones de tracción en el hormigón bajo la combinación característica de acciones. En esta comprobación se deberían considerar únicamente los efectos hiperestáticos del pretensado prescindiendo de los esfuerzos isostáticos.
- Para elementos con armadura pretesa se debería aplicar la ecuación (6.101a) utilizando uno de los enfoques a) o b) alternativos descritos a continuación:
  - Las armaduras activas con un recubrimiento de hormigón al menos  $k_{cm}$  veces el mínimo especificado en el apartado 4.4.1.2 se consideran como eficaces en  $A_{s,min.}$ . En la ecuación se utiliza un valor  $z_s$  basado en los cordones eficaces y  $f_{yk}$  se sustituye por  $f_{p0,1k}$ .
  - Las armaduras activas sometidas a tensiones menores que  $0,6f_{pk}$  tras las pérdidas bajo la combinación característica de acciones se consideran como totalmente activas. En este caso, la ecuación (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 menor valor entre  $0,4f_{ptk}$  y 500 MPa.

NOTA El valor de  $k_{cm}$  para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado para  $k_{cm}$  es 2,0.

- iii) Para asegurar una ductilidad adecuada, en el caso de vigas continuas se debería extender la armadura mínima,  $A_{s,min}$ , definida en las ecuaciones (6.101), a los apoyos intermedios del vano considerado.

Sin embargo, dicha extensión no es necesaria 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 una rotura a compresión del hormigón:

$$A_s f_{yk} + k_p A_p f_{p0,1k} < t_{inf} b_0 \alpha_{cc} f_{ck} \quad (6.102)$$

donde

$t_{inf}$ ,  $b_0$  son, respectivamente, el espesor y la anchura del ala inferior de la sección. En el caso de secciones en T se toma  $t_{inf}$  igual a  $b_0$ ;

$A_s$ ,  $A_p$  son, respectivamente, el área de la armadura pasiva y activa en la zona traccionada en estado límite último.

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

## 6.2 Cortante

### 6.2.2 Elementos que no necesitan armadura de cortante

(101) El valor de cálculo de la resistencia a cortante  $V_{Rd,c}$  se obtiene de:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d \quad (6.2.a)$$

con un valor mínimo de:

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

donde

$f_{ck}$  se expresa en MPa

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

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0,02$$

$A_{sl}$  es el área de la armadura de tracción, que se extiende en una longitud  $\geq (l_{bd} + d)$  más allá de la sección considerada (véase la figura 6.3); en el cálculo de  $A_{sl}$  puede incluirse el área de la armadura activa adherente. En este caso se puede usar un valor medio ponderado para  $d$ ;

$b_w$  es la menor anchura de la sección transversal en la zona de tracción [mm];

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c < 0,2 f_{cd} \text{ [MPa]}$$

$N_{Ed}$  es el esfuerzo axial en la sección transversal originado debido a la carga o al pretensado en newtons ( $N_{Ed} > 0$  para compresión). Se puede ignorar la influencia de las deformaciones impuestas en  $N_{Ed}$ ;

$A_c$  es el área de la sección transversal de hormigón [mm<sup>2</sup>];

$V_{Rd,c}$  se expresa en newtons.

NOTA Los valores de  $C_{Rd,c}$ ,  $v_{\min}$  y  $k_1$  para su uso en un Estado se pueden encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado para  $C_{Rd,c}$  es  $0,18/\gamma_c$ , para  $v_{\min}$  se obtiene de la ecuación (6.3N) y para  $k_1$  es 0,15.

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

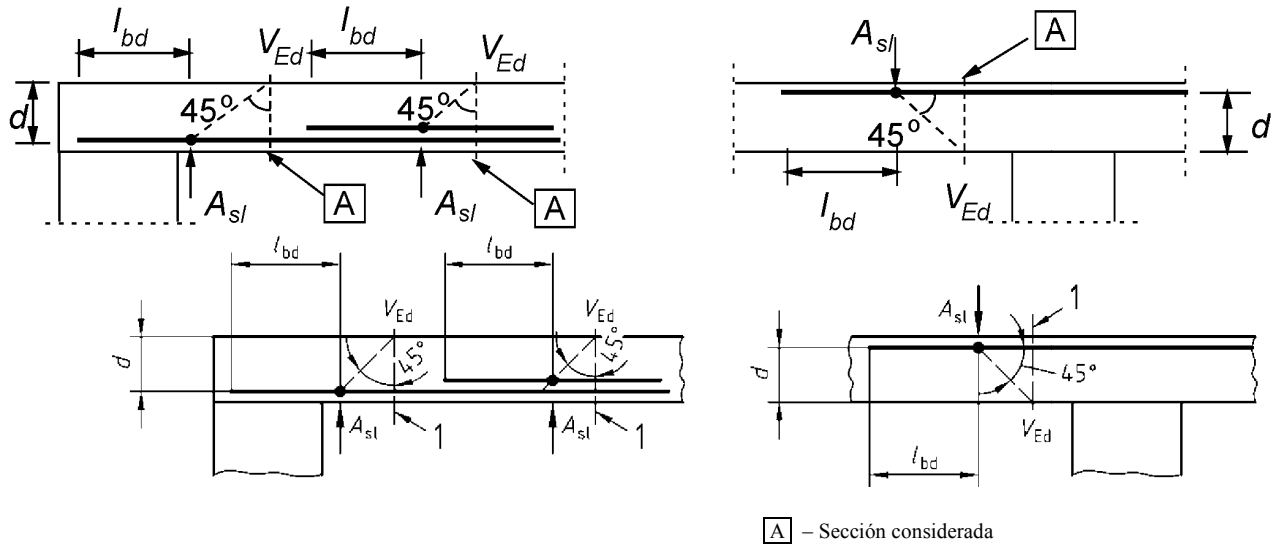


Figura 6.3 – Definición de  $A_{sl}$  en la ecuación (6.2)

### 6.2.3 Elementos que necesitan armadura de cortante

(103) Para elementos con armadura de cortante vertical, 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 1 Si se usa la ecuación (6.10), el valor de  $f_{ywd}$  se debería reducir a  $0,8 f_{ywk}$  en la ecuación (6.8).

y

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

donde

$A_{sw}$  es el área de la sección transversal 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 hormigón fisurado a cortante;

$\alpha_{cw}$  es un coeficiente que considera el estado de tensiones en el cordón de compresión.

NOTA 2 Los valores de  $v_1$  y  $\alpha_{cw}$  para su uso en un Estado se pueden encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado para  $v_1$  es  $v$  [véase la ecuación (6.6N)].

NOTA 3 Si el valor de cálculo de la tensión de la armadura de cortante es menor que el 80% del límite elástico característico  $f_{yk}$ , se puede tomar  $v_1$  como:

$$v_1 = 0,6 \quad \text{para } f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \quad (6.10.aN)$$

$$v_1 = 0,9 - f_{ck}/200 > 0,5 \quad \text{para } f_{ck} \geq 60 \text{ MPa} \quad (6.10.bN)$$

NOTA 4 El valor recomendado para  $\alpha_{cw}$  es el siguiente:

1 para estructuras no pretensadas

$$(1 + \sigma_{cp} / f_{cd}) \quad \text{para } 0 < \sigma_{cp} \leq 0,25 f_{cd} \quad (6.11.aN)$$

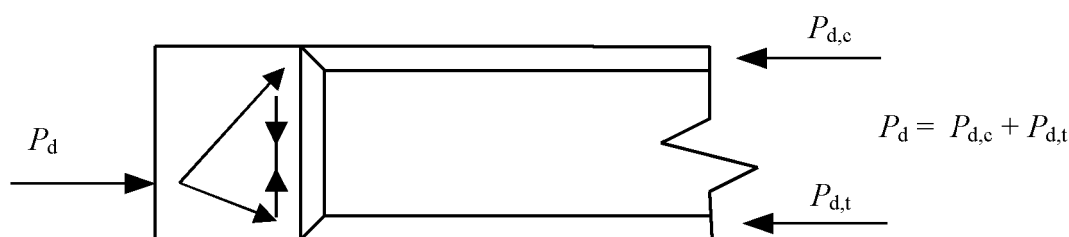
$$1,25 \quad \text{para } 0,25 f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd} \quad (6.11.bN)$$

$$2,5 (1 - \sigma_{cp} / f_{cd}) \quad \text{para } 0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < 1,0 f_{cd} \quad (6.11.cN)$$

donde

$\sigma_{cp}$  es la tensión media de compresión en el hormigón, medida positiva, debida al valor de cálculo esfuerzo axial. Ésta se debería obtener haciendo el promedio en la sección de hormigón teniendo en cuenta la armadura. No es necesario calcular el valor de  $\sigma_{cp}$  a una distancia menor que  $0,5d \cot \theta$  desde el borde de apoyo.

En el caso de armaduras activas rectas con un alto nivel de pretensado ( $\sigma_{cp}/f_{cd} > 0,5$ ) y almas delgadas, si los cordones de tracción y compresión son capaces de soportar toda la fuerza de pretensado y se disponen culatas en los extremos de las vigas para distribuir la fuerza de pretensado (véase la figura 6.101), se puede suponer que la fuerza de pretensado se reparte entre los cordones. En estas circunstancias, en el alma debería considerarse únicamente el campo de compresiones originado por el cortante ( $\alpha_{cw} = 1$ ).



**Figura 6.101 – Dispersión del pretensado a los cordones a través de las culatas**

NOTA 5 La sección transversal eficaz máxima de la armadura de cortante  $A_{sw,m\acute{a}x}$  para  $\cot \theta = 1$  viene dada por:

$$\frac{A_{sw,m\acute{a}x} \cdot f_{ywd}}{b_w s} \leq \frac{1}{2} \alpha_{cw} v_1 f_{cd} \quad (6.12)$$

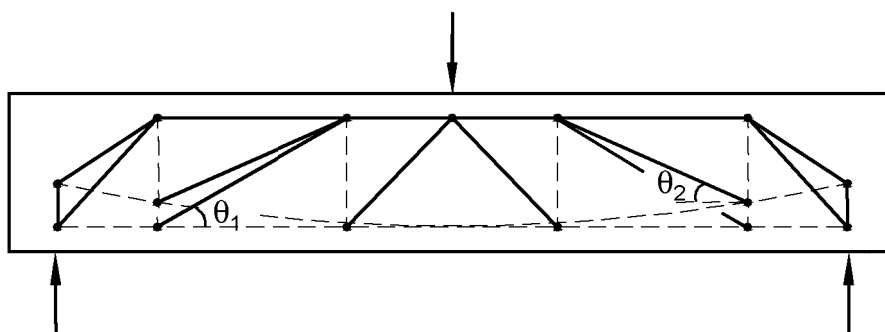
(107) La fuerza de tracción adicional,  $\Delta F_{td}$ , en la armadura longitudinal originada por el cortante  $V_{Ed}$  viene dada por:

$$\Delta F_{td} = 0,5 V_{Ed} (\cot \theta - \cot \alpha) \quad (6.18)$$

$(M_{Ed}/z) + \Delta F_{td}$  debería adoptar un valor no mayor que  $M_{Ed,m\acute{a}x}/z$ .

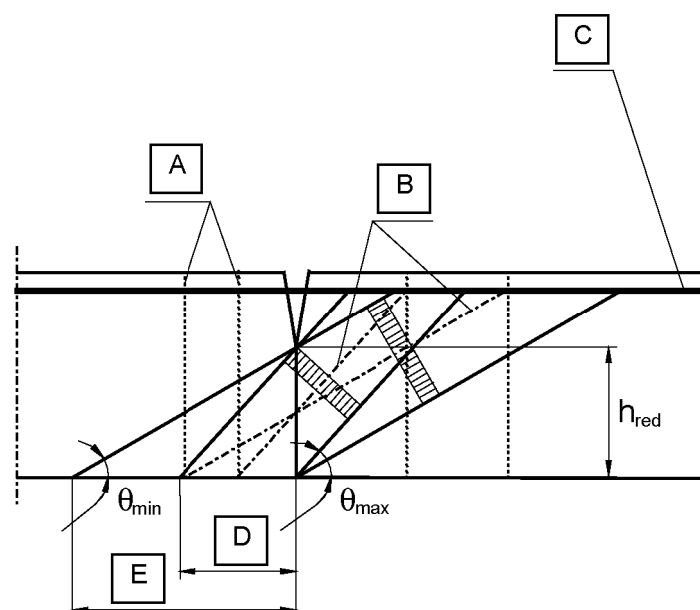
NOTA Se pueden encontrar directrices sobre la superposición de diferentes modelos de celosía para su uso en un Estado en su anexo nacional. Los criterios recomendados son los siguientes:

En el caso de pretensado adherente situado dentro del cordón traccionado, todo el efecto resistente del pretensado se puede considerar para soportar la tracción longitudinal total. En el caso de armaduras adherentes activas inclinadas, combinadas con otras armaduras pasivas o activas longitudinales, se puede evaluar la resistencia a cortante, de forma simplificada, superponiendo dos diferentes modelos de celosía con geometría diferente (figura 6.102N); se puede utilizar un valor medio ponderado entre  $\theta_1$  y  $\theta_2$  para la comprobación del campo de compresiones del hormigón con la ecuación (6.9).



**Figura 6.102N – Superposición de modelos de resistencia para esfuerzo cortante**

(109) En el caso de dovelas prefabricadas sin pretensado adherente en el cordón traccionado, debería considerarse el efecto de apertura de las juntas. En estas condiciones, en ausencia de un cálculo detallado, debería suponerse que la fuerza en el cordón traccionado permanece constante después de que las juntas se hayan abierto. Por tanto, a medida que aumentan las cargas aplicadas y se abren las juntas (figura 6.103), la inclinación del campo de compresiones en el alma aumenta. El canto de la sección de hormigón disponible para el flujo de tensiones de compresión en el alma se reduce a un valor  $h_{red}$ . La resistencia a cortante se puede evaluar de acuerdo con la ecuación 6.8, suponiendo un valor de  $\theta$  deducido a partir del valor mínimo del canto residual,  $h_{red}$ .



- [A] Ejes del tirante traccionado teórico
- [B] Ejes de las bielas comprimidas teóricas
- [C] Cordón traccionado de la celosía (armadura activa externa o armadura activa interna no adherente)
- [D] Campo A: disposición de estribos con  $\theta_{m\acute{a}x}$  ( $\cot \theta = 1,0$ )
- [E] Campo B: disposición de estribos con  $\theta_{m\acute{i}n}$  ( $\cot \theta = 2,5$ )

**Figura 6.103 – Campos de tensiones diagonales a través de la junta en el alma**

$$h_{\text{red}} = \frac{V_{\text{Ed}}}{b_w v f_{\text{cd}}} (\cot \theta + \tan \theta) \quad (6.103)$$

Se deberían disponer estribos, cuya área por unidad de longitud es:

$$\frac{A_{\text{sw}}}{s} = \frac{V_{\text{Ed}}}{h_{\text{red}} f_{\text{ywd}} \cot \theta} \quad (6.104)$$

a ambos lados de la junta, a una distancia  $h_{\text{red}} \cot \theta$ , siempre que no supere la longitud de la dovela.

La fuerza de pretensado debería aumentarse, si es necesario, para que la abertura de la junta no superare el valor  $h - h_{\text{red}}$  calculado anteriormente en el estado límite último, bajo la combinación de momento flector y cortante.

NOTA El valor mínimo absoluto de  $h_{\text{red}}$  para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. El valor mínimo absoluto para  $h_{\text{red}}$  es 0,5 h.

#### 6.2.4 Rasante entre ala y alma en secciones en T

(103) La tensión rasante,  $v_{\text{Ed}}$ , en la intersección entre un lado de un ala y el alma viene determinada por la variación del esfuerzo axial en la parte del ala considerada, de acuerdo con:

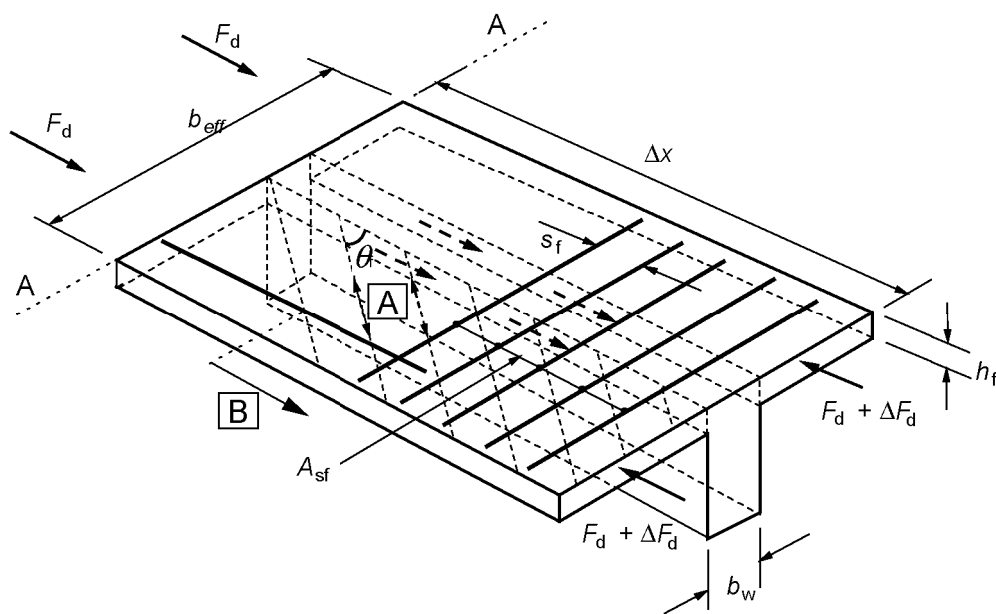
$$v_{\text{Ed}} = \Delta F_d / (h_f \cdot \Delta x) \quad (6.20)$$

donde

$h_f$  es el espesor del ala en las intersecciones;

$\Delta x$  es la longitud considerada, véase la figura 6.7;

$\Delta F_d$  es la variación del esfuerzo normal en el ala sobre la longitud  $\Delta x$ .



[A] – bielas comprimidas [B] – barra longitudinal anclada más allá de este punto proyectado [véase el punto (7) del apartado 6.2.4]

**Figura 6.7 – Símbolos para la conexión entre ala y alma**



El valor máximo que se puede suponer para  $\Delta x$  es la mitad de la distancia entre la sección donde el momento es nulo y la sección donde el momento es máximo. Donde se apliquen cargas puntuales, la longitud  $\Delta x$  no debería superar la distancia entre cargas puntuales.

Como alternativa, considerando una longitud  $\Delta x$  de la viga, el cortante transmitido del alma al ala es  $V_{Ed}\Delta x/z$  y se divide en tres partes: una permanece dentro del espesor del alma y las otras dos salen hacia las alas. Debería suponerse, en general, que la proporción del esfuerzo que permanece dentro del alma es la fracción  $b_w/b_{eff}$  de la fuerza total. Si no se necesita la anchura efectiva total del alma para soportar el momento flector, puede suponerse una proporción mayor. En este caso puede ser necesario comprobar la abertura de fisuras en ELS.

(105) En el caso de una combinación de cortante entre el ala y el alma y flexión transversal, el área de acero debería ser mayor que la obtenida de la ecuación (6.21) o la mitad que la obtenida de la ecuación (6.21), además de aquella requerida por flexión transversal.

Para la comprobación del aplastamiento por compresión en el hormigón según la ecuación (6.22) de la Norma EN 1992-1-1, debería reducirse  $h_f$  en la profundidad de la zona comprimida considerada en la evaluación a flexión.

NOTA Si no se cumple esta comprobación, puede utilizarse el método más preciso que se indica en el anexo MM.

### 6.2.5 Rasante en la junta entre hormigones de diferentes edades

(105) En las comprobaciones dinámicas o de fatiga los valores de  $c$  para el punto (1) del apartado 6.2.5 de la Norma EN 1992-1-1 deberían ser cero.

#### 6.2.106 Cortante y flexión transversal

(101) Debido a la presencia de campos de compresiones originados por el cortante y la flexión, debería considerarse en el dimensionamiento la interacción entre el cortante y la flexión transversal en las almas de secciones cajón.

Cuando  $V_{Ed}/V_{Rd,máx.} < 0,2$  o  $M_{Ed}/M_{Rd,máx.} < 0,1$  se puede ignorar esta interacción; donde  $V_{Rd,máx.}$  y  $M_{Rd,máx.}$  representan, respectivamente, las resistencias máximas del ala a cortante y a flexión transversal.

NOTA En el anexo MM se puede encontrar información adicional sobre la interacción entre cortante y flexión transversal.

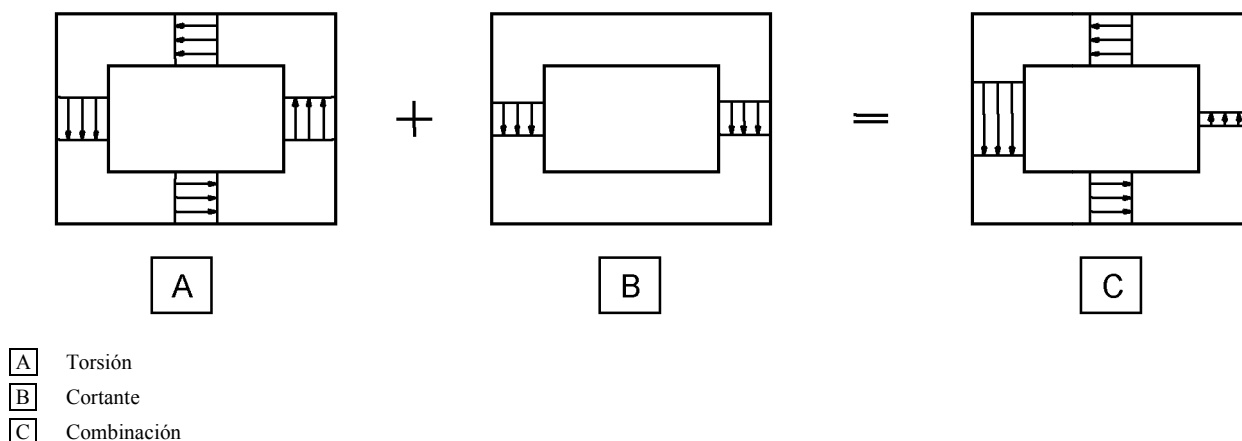
## 6.3 Torsión

### 6.3.2 Procedimiento de cálculo

(102) Se pueden suponer los efectos de la torsión y el cortante para elementos tanto macizos como huecos, si se supone el mismo valor  $\theta$  de inclinación de bielas. Los límites para  $\theta$  indicados en el punto (2) del apartado 6.2.3 también son completamente aplicables para el caso de la combinación de torsión y cortante.

La capacidad resistente máxima de un elemento solicitado a cortante y torsión viene dada en el punto (104) del apartado 6.3.2.

Para secciones cajón, cada muro debe comprobarse independientemente para la combinación de esfuerzos cortantes obtenidos del cortante y la torsión (figura 6.104).



**Figura 6.104 – Combinación de esfuerzos dentro de las diferentes paredes de una sección cajón**

(103) Se puede calcular el área requerida de la sección transversal de armadura longitudinal para torsión,  $\Sigma A_{sl}$ , a partir de la ecuación (6.28):

$$\frac{\sum A_{sl} f_{yd}}{u_k} = \frac{T_{Ed}}{2 A_k} \cot \theta \quad (6.28)$$

donde

$u_k$  es el perímetro del área  $A_k$ ;

$f_{yd}$  es el límite elástico de cálculo del acero de la armadura pasiva longitudinal  $A_{sl}$ ;

$\theta$  es el ángulo de las bielas comprimidas (véase la figura 6.5).

En los cordones comprimidos, se puede reducir la armadura longitudinal proporcionalmente a la fuerza de compresión disponible. En los cordones traccionados debe añadirse la armadura longitudinal de torsión a otras armaduras. La armadura longitudinal se debería distribuir, generalmente, en la longitud del lado,  $z_i$ , pero para secciones más pequeñas se pueden concentrar en los extremos de esta longitud.

Las armaduras activas adherentes se pueden considerar limitando su incremento de tensión a  $\Delta\sigma_p \leq 500$  MPa. En ese caso, en la ecuación (6.28) se sustituye  $\Sigma A_{sl} f_{yd}$  por  $\Sigma A_{sl} f_{yd} + A_p \Delta\sigma_p$ .

(104) La resistencia máxima de un elemento sometido a torsión y a cortante viene limitada por la capacidad de sus bielas de hormigón. Con el fin de no sobrepasar esta resistencia, se debería satisfacer la siguiente condición:

– para secciones transversales macizas:

$$T_{Ed} / T_{Rd,máx.} + V_{Ed} / V_{Rd,máx.} \leq 1,0 \quad (6.29)$$

donde

$T_{Ed}$  es el valor de cálculo del momento torsor;

$V_{Ed}$  es el valor de cálculo del esfuerzo cortante;

$T_{Rd,máx.}$  es el valor de cálculo de la resistencia a torsión, conforme a

$$T_{Rd,m\acute{a}x.} = 2\nu\alpha_{cw} f_{cd} A_k t_{ef,i} \sin\theta \cos\theta \quad (6.30)$$

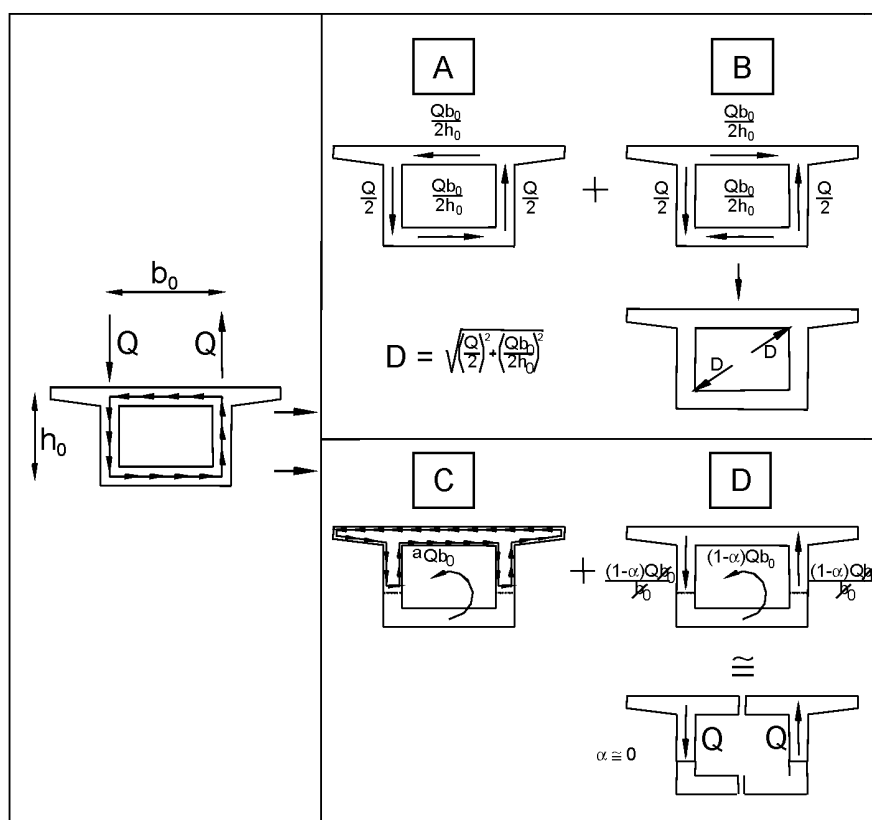
donde  $\nu$  se obtiene de la ecuación (6.6N) del apartado 6.2.2 de la Norma EN 1992-1-1 y  $\alpha_{cw}$  de la ecuación (6.9).

$V_{Rd,m\acute{a}x.}$  es la resistencia a esfuerzo cortante máxima, conforme a la ecuación (6.9) o a la (6.14). En secciones transversales macizas, se puede usar la anchura completa del alma para determinar  $V_{Rd,m\acute{a}x.}$

– para secciones cajón:

Cada pared debería dimensionarse independientemente para los efectos combinados de cortante y torsión. Debería comprobarse el estado límite último del hormigón respecto a la resistencia a cortante de cálculo,  $V_{Rd,m\acute{a}x.}$

(106) En el caso de dovelas prefabricadas con secciones cajón y sin pretensado interno adherente en la zona traccionada, la apertura de una junta en una longitud superior al espesor del ala correspondiente supone una modificación sustancial del mecanismo resistente a torsión, si las llaves de cortante pertinentes no son capaces de transferir el cortante local debido a la torsión. Se pasa de una torsión cerrada de Bredt a una combinación entre torsión no uniforme y torsión de Saint-Venant, prevaleciendo el primer mecanismo sobre el segundo (figura 6.105). Como una consecuencia de esto, prácticamente se duplica el cortante en el alma debido a la torsión y aparece una distorsión importante de la sección transversal. En estas circunstancias, debería comprobarse la resistencia del alma más cargada en estado límite último según el procedimiento contenido en el anexo MM, teniendo en cuenta la combinación de flexión, cortante y torsión.



- A Bredt
- B Auto equilibrado
- C De Saint-Venant
- D Alabeo

**Figura 6.105 – Variación del comportamiento torsional entre junta cerrada y abierta**

## 6.7 Áreas parcialmente cargadas

(105) El dimensionamiento de las zonas de apoyo de puentes debería realizarse utilizando métodos reconocidos.

NOTA En el anexo J se puede encontrar información adicional.

## 6.8 Fatiga

### 6.8.1 Condiciones de comprobación

(102) Se debería realizar una verificación de fatiga para estructuras y componentes de estructura sujetos a ciclos de carga regulares.

NOTA No es necesario, generalmente, realizar una comprobación a fatiga en las siguientes estructuras y elementos estructurales:

- a) pasarelas, a excepción de elementos estructurales muy sensibles a la acción del viento;
- b) arcos y pórticos enterrados con un recubrimiento mínimo de tierras de entre 1,00 m y 1,50 m, respectivamente, para puentes de carretera y ferrocarril;
- c) cimentaciones;
- d) pilas y pilares que no se encuentran rígidamente conectados al tablero;
- e) muros de contención de tierras para carreteras y ferrocarriles;
- f) estribos de puentes de carretera y ferrocarril que se encuentran rígidamente conectados al tablero, excepto las pantallas de estribos abiertos;
- g) acero de armaduras activas y pasivas en zonas donde bajo la combinación frecuente de acciones y  $P_k$ , solo aparecen tensiones de compresión en las fibras extremas del hormigón.

El anexo nacional puede definir reglas adicionales.

### 6.8.4 Procedimiento de comprobación para armaduras activas y pasivas

(107) No es necesario realizar una comprobación a fatiga de las armaduras activas exteriores y las armaduras activas no adherentes situadas dentro del canto de la sección de hormigón.

### 6.8.7 Comprobación del hormigón a esfuerzo de compresión o esfuerzo cortante

(101) La comprobación debería realizarse utilizando datos de tráfico, las curvas S-N y los modelos de carga especificados por las autoridades nacionales. Puede utilizarse un método simplificado basado en los valores  $\lambda$  para la comprobación de puentes de ferrocarril. Véase el anexo NN.

Se debería aplicar la regla de Miner para la comprobación del hormigón, siendo  $\sum_{i=1}^m \frac{n_i}{N_i} \leq 1$  donde:

$m$  = número de intervalos con amplitud constante;

$n_i$  = número de ciclos de amplitud constante en el intervalo " $i$ ";

$N_i$  = número límite de ciclos de amplitud constante en el intervalo " $i$ " que puede soportar antes de rotura.  $N_i$  puede ser suministrado por las autoridades nacionales (curvas S-N) o calculado de forma simplificada utilizando la ecuación (6.72) de la Norma EN 1992-1-1 sustituyendo el coeficiente 0,43 por  $(\log N_i)/14$ , y transformando la desigualdad en igualdad.

Puede suponerse una resistencia a fatiga suficiente para el hormigón a compresión si se cumple la siguiente condición:

$$\sum_{i=1}^m \frac{n_i}{N_i} \leq 1 \quad (6.105)$$

donde

$$N_i = 10^{\left( 14 \frac{1-E_{cd,m\acute{a}x,i}}{\sqrt{1-R_i}} \right)} \quad (6.106)$$

$$R_i = \frac{E_{cd,min,i}}{E_{cd,m\acute{a}x,i}} \quad (6.107)$$

$$E_{cd,min,i} = \frac{\sigma_{cd,min,i}}{f_{cd,fat}} \quad (6.108)$$

$$E_{cd,m\acute{a}x,i} = \frac{\sigma_{cd,m\acute{a}x,i}}{f_{cd,fat}} \quad (6.109)$$

donde

$R_i$  es la relación de tensiones;

$E_{cd,min,i}$  es el nivel mínimo de tensiones de compresión;

$E_{cd,m\acute{a}x,i}$  es el nivel máximo de tensiones de compresión;

$f_{cd,fat}$  es el valor de cálculo de la resistencia a fatiga del hormigón conforme a la ecuación (6.76);

$\sigma_{cd,m\acute{a}x,i}$  es la tensión superior en un ciclo;

$\sigma_{cd,min,i}$  es la tensión inferior 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 para la resistencia del hormigón en la primera puesta en la carga (véase el punto (6) del apartado 3.1.2 de la Norma EN 1992-1-1);

$t_0$  es el tiempo de inicio de la carga cíclica en hormigón, en días.

NOTA 1 El valor de  $k_1$  para su uso en un Estado se define en su anexo nacional. El valor recomendado es 0,85.

NOTA 2 Para más información véase el anexo NN.

### 6.109 Elementos membrana

(101) Los elementos membrana se pueden utilizar para el cálculo de elementos bidimensionales de hormigón sometidos a una combinación de esfuerzos obtenida de un cálculo lineal por elementos finitos. Los elementos membrana están sometidos únicamente a fuerzas en su plano designadas como  $\sigma_{Edx}$ ,  $\sigma_{Edy}$  y  $\tau_{Edxy}$ , como se muestra en la figura 6.106.

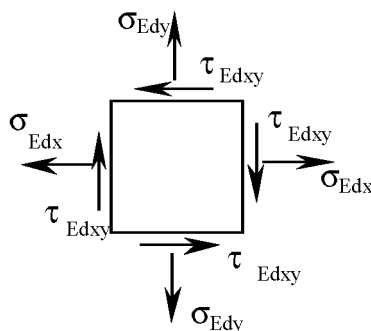


Figura 6.106 – Elemento membrana

(102) Los elementos membrana pueden calcularse aplicando la teoría de la plasticidad usando el teorema del mínimo.

(103) El máximo valor de la resistencia del campo de compresiones debería definirse como una función de las tensiones principales:

- i) Si las tensiones principales son ambas de compresión, la máxima compresión en el campo de tensiones del hormigón es:

$$\sigma_{cd \text{ máx.}} = 0,85 f_{cd} \frac{1 + 3,80\alpha}{(1 + \alpha)^2} \quad (6.110)$$

donde  $\alpha \leq 1$  es la relación entre las dos tensiones principales.

- ii) Si se realiza un análisis plástico con  $\theta = \theta_{el}$  y al menos una tensión principal es de tracción y ninguna armadura alcanza el límite elástico, la máxima compresión en el campo de compresiones viene dada por:

$$\sigma_{cd \text{ máx.}} = f_{cd} \left[ 0,85 - \frac{\sigma_s}{f_{yd}} (0,85 - \nu) \right] \quad (6.111)$$

donde  $\sigma_s$  es la máxima tensión de tracción en la armadura y  $\nu$  se define en el punto (6) del apartado 6.2.2 de la Norma EN 1992-1-1.

- iii) Si se realiza un análisis plástico y alguna armadura alcanza el límite elástico, la compresión máxima del campo de compresiones del hormigón es:

$$\sigma_{cd \text{ máx.}} = \nu f_{cd} (1 - 0,032 |\theta - \theta_{el}|) \quad (6.112)$$

donde

$\theta_{el}$  (en grados sexagesimales) es la inclinación del eje  $x$  del campo principal de compresiones en el análisis elástico;

$\theta$  (en grados sexagesimales) es el ángulo que forma el campo de compresiones plástico (tensión principal de compresión) con el eje  $x$  en el estado límite último.

En la ecuación (6.112) debería limitarse  $|\theta - \theta_{el}|$  a 15 grados.

## CAPÍTULO 7 ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO (ELS)

Se aplican los siguientes puntos de la Norma EN 1992-1-1.

7.1 (1)P	7.3.1 (4)	7.3.3 (3)	7.4.3 (1)P
7.1 (2)	7.3.1 (6)	7.3.3 (4)	7.4.3 (2)P
7.2 (1)P	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)P	7.3.1 (9)	7.3.4 (4)	7.4.3 (5)
7.2 (5)	7.3.2 (1)P	7.3.4 (5)	7.4.3 (6)
7.3.1 (1)P	7.3.2 (3)	7.4.1 (1)P	7.4.3 (7)
7.3.1 (2)P	7.3.2 (4)	7.4.1 (2)	
7.3.1 (3)	7.3.3 (2)		

### 7.2 Limitación de tensiones

(102) Las fisuras longitudinales se pueden producir si el nivel de tensiones, bajo la combinación característica de cargas, supera un valor crítico. Esta fisuración puede producir una reducción de la durabilidad. En ausencia de otras medidas, tales como un aumento en el recubrimiento de la armadura en la zona comprimida o un confinamiento mediante armadura transversal, puede ser apropiado limitar la tensión de compresión a un valor  $k_1 f_{ck}$  en áreas expuestas a ambientes de clases de exposición XD, XF y XS (véase la tabla 4.1 de la Norma EN 1992-1-1).

NOTA El valor de  $k_1$  para su uso en un Estado se define en su anexo nacional. El valor recomendado es 0,6. El máximo aumento del límite de tensiones por encima de  $k_1 f_{ck}$  en presencia de confinamiento para su uso en un Estado se puede encontrar en el anexo nacional. El valor máximo recomendado de este aumento es el 10%.

### 7.3 Control de la fisuración

#### 7.3.1 Consideraciones generales

(105) Se debería establecer un valor límite,  $w_{m\acute{a}x.}$  para la abertura de fisura calculada, teniendo en cuenta la función prevista y la naturaleza de la estructura y los costes de limitar la fisuración. Debido a la naturaleza aleatoria del fenómeno de la fisuración, no es posible predecir las aberturas de fisuras reales. Sin embargo, si las aberturas de fisura calculadas de acuerdo con los modelos indicados en esta norma se limitan a los valores contenidos en la tabla 7.101N, es improbable que el comportamiento de la estructura se vea afectado.

NOTA El valor de  $w_{m\acute{a}x.}$  y la definición de descompresión y su aplicación para su uso en un Estado, se pueden encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado para  $w_{m\acute{a}x.}$  y la aplicación del límite de descompresión se encuentran en la tabla 7.101N. La definición de descompresión recomendada se encuentra en el texto que sigue a la tabla.

**Tabla 7.101N – Valores recomendados de  $w_{m\acute{a}x.}$  y reglas de combinación relevantes**

Clase de exposición	Elementos con armadura pasiva y con armaduras activas no adherentes	Elementos con armaduras activas adherentes
	Combinación de cargas cuasipermanente	Combinación de cargas frecuente
X0, XC1	0,3 <sup>a</sup>	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2 <sup>b</sup>
XD1, XD2, XD3 XS1, XS2, XS3		Descompresión
<sup>a</sup> Para las clases de exposición X0, XC1 la abertura de fisura influye en la durabilidad y este límite para garantizar una apariencia aceptable. En ausencia de condiciones de apariencia se puede tratar este límite de modo menos estricto.		
<sup>b</sup> Para estas clases de exposición, además, la descompresión se debería comprobar bajo la combinación de cargas cuasipermanente.		

El límite de descompresión requiere que todo el hormigón dentro de una cierta distancia a las armaduras activas adherentes o sus vainas permanezca comprimido bajo las cargas especificadas.

NOTA El valor de la distancia considerada para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado es 100 mm.

(110) En algunos casos puede ser necesario controlar y comprobar la fisuración por cortante en las almas.

NOTA En el anexo QQ se puede encontrar información adicional.

### 7.3.2 Áreas mínimas de armadura

(102) En ausencia de un cálculo más riguroso que demuestre que es adecuado emplear un área menor, se puede calcular el área mínima de armaduras necesarias del modo siguiente. En secciones transversales no simples, como vigas en T y vigas en cajón, la armadura mínima se debería determinar para las diferentes partes de la sección (almas y alas).

$$A_{s,min} \sigma_s = k_c k_{f_{ct,eff}} A_{ct} \quad (7.1)$$

donde

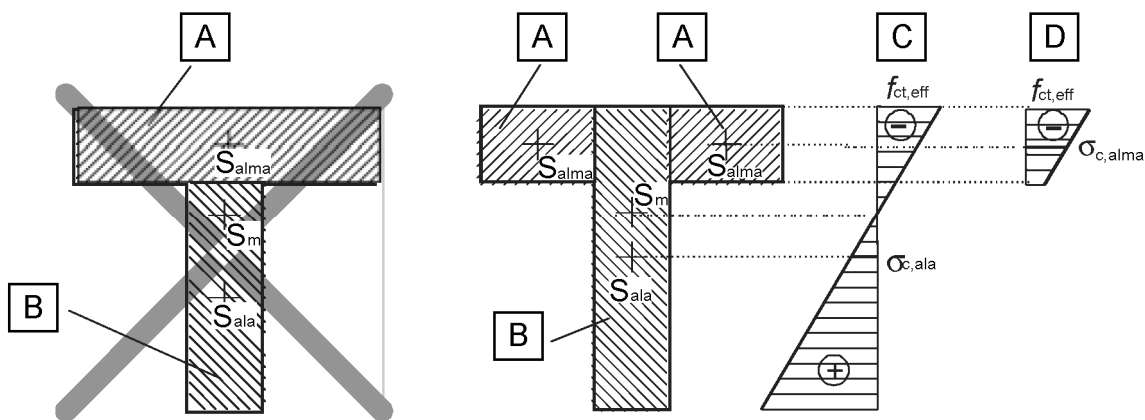
$A_{s,min}$  es el área mínima de armadura pasiva en la zona de tracción;

$A_{ct}$  es el área de hormigón en la zona de tracción. La zona de tracción es aquella parte de la sección que está calculada para estar en tracción justo antes de la formación de la primera fisura.

En secciones con alas, tales como vigas en T y cajones, la división en partes debería ser como la indicada en la figura 7.101.



### Distribución de tensiones en flexión recta: tensiones en la sección transversal



- A Componente "Ala"  
B Componente "Alma"  
C "Alma"  
D "Ala"

**Figura 7.101 – Ejemplo de división de una sección transversal con alas para el cálculo de fisuración**

$\sigma_s$  es el valor absoluto de la máxima tensión permitida en la armadura inmediatamente después la formación de la fisura. Ésta se puede tomar como el límite elástico de la armadura,  $f_{yk}$ . Sin embargo, puede ser necesario un valor menor para satisfacer los límites de la abertura de fisura de acuerdo con el diámetro de máximo de la barra o la separación máxima entre ellas (véase el punto (2) del apartado 7.3.3 de la Norma EN 1992-1-1);

$f_{ct,eff}$  es el valor medio de la resistencia eficaz a tracción del hormigón en el momento en que se espera que aparezcan las primeras fisuras;

$f_{ct,eff} = f_{ctm}$  o menor,  $f_{ctm}(t)$  si se espera la fisuración antes de los 28 días;

$k$  es un coeficiente que considera el efecto de tensiones no uniformes auto equilibradas, lo cual conlleva una reducción de las fuerzas de coacción:

= 1,0 para almas con  $h \leq 300$  mm o alas con anchuras menores que 300 mm;

= 0,65 para almas con  $h \geq 800$  mm o alas con anchuras mayores que 800 mm;

se puede interpolar para obtener los valores intermedios;

$k_c$  es un coeficiente que considera la distribución de las tensiones dentro la sección inmediatamente antes de la fisuración y el cambio del brazo mecánico:

Para tracción pura  $k_c = 1,0$

Para flexión simple o compuesta:

– Para secciones rectangulares y almas de secciones en cajón y secciones en T:

$$k_c = 0,4 \cdot \left[ 1 - \frac{\sigma_c}{k_1 (h / h^*) f_{ct,eff}} \right] \leq 1 \quad (7.2)$$

- Para alas de secciones en cajón y secciones en T:

$$k_c = 0,9 \frac{F_{cr}}{A_{ct} f_{ct,eff}} \geq 0,5 \quad (7.3)$$

donde

$\sigma_c$  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 transversal considerada (se considera la fuerza de compresión como positiva).  $N_{Ed}$  Se debería determinar  $N_{Ed}$  considerando los valores característicos de pretensado y las fuerzas axiales bajo la combinación relevante de acciones.

$h^*$   $h^* = h$  para  $h < 1,0$  m;

$h^* = 1,0$  m para  $h \geq 1,0$  m;

$k_1$  es un coeficiente que considera los efectos de los esfuerzos axiales 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 en el ala inmediatamente antes de la fisuración debida al el momento de fisuración calculado con  $f_{ct,eff}$ .

(105) En puentes, cuando se dimensiona la armadura mínima para controlar la retracción se debería tomar para  $f_{ct,eff}$  en la ecuación (7.1) como el mayor valor entre 2,9 MPa o  $f_{ctm}(t)$ .

### 7.3.3 Control de la fisuración sin cálculo directo

(101) El control de la fisuración sin cálculo directo puede realizarse mediante métodos simplificados.

NOTA Una información más detallada acerca de los métodos simplificados para controlar la fisuración sin cálculos se puede encontrar en los anexos nacionales. El método recomendado es el correspondiente a los puntos (2) a (4) del apartado 7.3.3 de la Norma EN 1992-1-1.

### 7.3.4 Cálculo de la abertura de fisuras

(101) La evaluación de la abertura de fisuras puede realizarse utilizando métodos reconocidos.

NOTA Una información más detallada acerca de los métodos reconocidos para el cálculo de las aberturas de fisura se puede encontrar en los anexos nacionales. El método recomendado es el indicado en el apartado 7.3.4 de la Norma EN 1992-1-1.

## 7.4 Control de flechas

### 7.4.1 Consideraciones generales

No se aplican los puntos (3), (4), (5) y (6) de la Norma EN 1992-1-1.

**CAPÍTULO 8 DISPOSICIONES CONSTRUCTIVAS DE ARMADURAS PASIVAS Y TENDONES DE PRETENSADO**

Se aplican los siguientes puntos de la Norma EN 1992-1-1.

8.1 (1)P	8.7.5.1 (2)	8.10.3 (3)
8.1 (2)P	8.7.5.1 (3)	8.10.3 (5)
8.1 (3)	8.7.5.1 (4)	8.10.4 (1)P
8.1 (4)	8.7.5.1 (5)	8.10.4 (2)P
8.2 (1)P	8.7.5.1 (6)	8.10.4 (3)
8.2 (2)	8.7.5.1 (7)	8.10.4 (4)
8.2 (3)	8.7.5.2 (1)	8.10.5 (1)P
8.2 (4)	8.8 (1)	8.10.5 (2)P
8.3 (1)P	8.8 (2)	8.10.5 (3)P
8.3 (2)	8.8 (3)	8.10.5 (4)
8.3 (3)	8.8 (4)	
8.4.1 (1)P	8.8 (5)	
8.4.1 (2)	8.8 (6)	
8.4.1 (3)	8.8 (7)	
8.4.1 (4)	8.8 (8)	
8.4.1 (5)	8.9.1 (2)	
8.4.1 (6)	8.9.1 (3)	
8.4.2 (1)P	8.9.1 (4)	
8.4.2 (2)	8.9.2 (1)	
8.4.3 (1)P	8.9.2 (2)	
8.4.3 (2)	8.9.2 (3)	
8.4.3 (3)	8.9.3 (1)	
8.4.3 (4)	8.9.3 (2)	
8.4.4 (1)	8.9.3 (3)	
8.4.4 (2)	8.10.1.1 (1)P	
8.5 (1)	8.10.1.2 (1)	
8.5 (2)	8.10.1.2 (2)	
8.6 (1)	8.10.1.3 (1)P	
8.6 (2)	8.10.1.3 (2)	
8.6 (3)	8.10.1.3 (3)	
8.6 (4)	8.10.2.1 (1)	
8.6 (5)	8.10.2.2 (1)	
8.7.1 (1)P	8.10.2.2 (2)	
8.7.2 (1)P	8.10.2.2 (3)	
8.7.2 (2)	8.10.2.2 (4)	
8.7.2 (3)	8.10.2.2 (5)	
8.7.2 (4)	8.10.2.3 (1)	
8.7.3 (1)	8.10.2.3 (2)	
8.7.4.1 (1)	8.10.2.3 (3)	
8.7.4.1 (2)	8.10.2.3 (4)	
8.7.4.1 (3)	8.10.2.3 (5)	
8.7.4.1 (4)	8.10.2.3 (6)	
8.7.4.2 (1)	8.10.3 (1)	
8.7.5.1 (1)	8.10.3 (2)	

## 8.9 Grupos de barras

### 8.9.1 Generalidades

(101) Salvo que se especifique otra cosa, las reglas para barras individuales también se aplican a los grupos de barras. En un grupo, todas las barras deberían tener las mismas características (tipo y grado). Es posible agrupar barras de distintos tamaños mientras la relación de diámetros no sea mayor que 1,7.

NOTA Se puede encontrar información sobre restricciones en el uso de grupos de barras para su uso en un Estado en su anexo nacional. En esta norma no se recomienda ninguna restricción adicional.

## 8.10 Armadura activa

### 8.10.3 Zonas de anclaje en elementos postesos

(104) Se deberían evaluar las fuerzas de tracción debidas a las fuerzas concentradas mediante un modelo de bielas y tirantes u otra representación apropiada (véase 6.5). Se debería disponer la armadura suponiendo que actúa con su resistencia de cálculo. Si se limita la tensión en esta armadura a 250 MPa, no es necesario realizar la comprobación de la abertura de fisuras.

(106) Se debería prestar una atención particular al dimensionamiento de las zonas de anclaje donde se anclen dos o más armaduras activas.

NOTA En el anexo J se puede encontrar información adicional.

### 8.10.4 Anclajes y acopladores para tendones de pretensado

(105) Se debería evitar la colocación de los acopladores en un X% de los tendones de una sección transversal, a menos que:

- se disponga una armadura continua mínima según la ecuación 7.1 del apartado 7.3.2 de la Norma EN 1992-1-1;
- exista una tensión de compresión residual mínima de 3 MPa en la sección transversal bajo la combinación característica de acciones.

NOTA El valor de X y el porcentaje máximo de armaduras activas que pueden acoplarse en una sección particular para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. Los valores recomendados son 50% y 67%, respectivamente.

Cuando una proporción de armaduras activas se unen con conectadores en una sección transversal particular, el resto de las armaduras activas no pueden unirse con conectadores a menos de una distancia "a" de la sección transversal.

NOTA La distancia "a" para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado de "a" se indica en la tabla 8.101N.

**Tabla 8.101N – Distancia mínima entre secciones en las que se unen los tendones mediante conectadores**

Canto $h$	Distancia $a$
$\leq 1,5$ m	1,5 m
$1,5$ m $< h < 3,0$ m	$a = h$
$\geq 3,0$ m	3,0 m

(106) Si las losas están pretensadas transversalmente, debería prestarse una atención especial a la disposición del pretensado para conseguir una distribución relativamente uniforme del mismo.

(107) En un ambiente agresivo debería evitarse disponer las aberturas y los cajetines necesarios para aplicar el pretensado a los tendones en la cara superior de las losas de una calzada. Cuando, por circunstancias excepcionales, se dispongan aberturas y cajetines en la cara superior de las losas de una calzada, se deberían adoptar las medidas adecuadas que aseguren la durabilidad.

NOTA Las reglas adicionales relativas a la disposición de aberturas y cajetines en la cara superior de losas de una calzada para su uso en un Estado se pueden encontrar en su anexo nacional. No se recomiendan reglas adicionales en esta norma.

(108) Si las armaduras activas se anclan en una junta de construcción o dentro de un elemento de hormigón (bien sea en una costilla externa, un cajetín o completamente dentro del elemento), debería comprobarse que existe una tensión de compresión residual mínima de, al menos, 3 MPa en la dirección de la fuerza de pretensado anclada bajo la combinación frecuente de acciones. Si no existe dicha compresión residual mínima, debería disponerse la armadura necesaria para absorber la tracción local detrás del anclaje. Si el tendón se ancla en un acoplador considerado, no es necesario comprobar la compresión residual.

## CAPÍTULO 9 DISPOSICIONES CONSTRUCTIVAS DE ELEMENTOS Y REGLAS PARTICULARES

Se aplican los siguientes puntos de la Norma EN 1992-1-1.

9.1 (1)P	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)P
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) Se proporcionan áreas mínimas de armadura con el fin de prevenir la rotura frágil, fisuras de gran abertura y también para resistir las fuerzas que surgen de las acciones de coaccionadas.

NOTA Las reglas adicionales relativas al espesor mínimo de los elementos estructurales y a la armadura pasiva mínima para todas las superficies de los elementos de puentes, incluyendo las condiciones sobre el diámetro mínimo de las barras y la máxima separación entre las mismas, para su uso en un Estado, se pueden encontrar en su anexo nacional. En esta norma no se recomienda ninguna regla adicional.

### 9.2 Vigas

#### 9.2.2 Armadura de cortante

(101) La armadura de cortante debería formar un ángulo  $\alpha$  de entre 45° y 90° respecto al eje longitudinal del elemento estructural.

NOTA Los detalles constructivos para la armadura de cortante permitidos en cada Estado se pueden encontrar en su anexo nacional. Las formas recomendadas son:

- cercos rodeando las armaduras longitudinales de tracción y la zona de compresión (véase la figura 9.5 de la Norma EN 1992-1-1);
- barras levantadas;
- o una combinación ambas recomendaciones.

(2) No se aplica el punto (2) de este apartado de la Norma EN 1992-1-1.

## 9.5 Pilares

### 9.5.3 Armadura transversal

(101) El diámetro de la armadura transversal (cercos, ganchos en U o armadura helicoidal) no debería ser menor que el mayor valor entre  $\phi_{\min.}$  y un cuarto del diámetro máximo de las barras longitudinales. El diámetro de los alambres de la malla soldada para la armadura transversal no debería ser menor que  $\phi_{\min, mesh}$ .

NOTA El diámetro mínimo de la armadura transversal para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. Los valores recomendados son  $\phi_{\min.} = 6 \text{ mm}$  y  $\phi_{\min, mesh} = 5 \text{ mm}$ .

## 9.7 Vigas de gran canto

(102) La distancia entre dos barras adyacentes de la malla no debería superar  $s_{\text{mesh}}$ .

NOTA La máxima separación de barras adyacentes para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado para  $s_{\text{mesh}}$  es el menor valor entre el espesor del alma y 300 mm.

## 9.8 Cimentaciones

### 9.8.1 Encepados

(103) La armadura de tracción principal para resistir los efectos de las acciones se debería concentrar en las zonas de tensión entre las cabezas de los pilotes. Se debería disponer un diámetro mínimo de barra  $d_{\min.}$ . Si el área de esta armadura es al menos igual a la armadura mínima, se podría prescindir de las barras uniformemente distribuidas en la superficie inferior del elemento.

NOTA El valor de  $d_{\min.}$  para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado es 12 mm.

### 9.10 Sistemas de atado

No se aplica este apartado.

## CAPÍTULO 10 REGLAS ADICIONALES PARA ELEMENTOS Y ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN PREFABRICADO

Se aplican los siguientes puntos de la Norma EN 1992-1-1.

<i>10.1.1</i>	<i>10.9.2 (1)</i>	<i>10.9.4.2 (1)P</i>	<i>10.9.5.1 (5)P</i>
<i>10.2 (1)P</i>	<i>10.9.2 (2)</i>	<i>10.9.4.2 (2)P</i>	<i>10.9.5.2 (1)</i>
<i>10.2 (2)</i>	<i>10.9.3 (1)P</i>	<i>10.9.4.2 (3)</i>	<i>10.9.5.2 (2)</i>
<i>10.2 (3)</i>	<i>10.9.3 (2)P</i>	<i>10.9.4.3 (1)</i>	<i>10.9.5.2 (3)</i>
<i>10.3.1.1 (1)</i>	<i>10.9.3 (3)P</i>	<i>10.9.4.3 (2)</i>	<i>10.9.5.3 (1)P</i>
<i>10.3.1.1 (2)</i>	<i>10.9.3 (4)</i>	<i>10.9.4.3 (3)</i>	<i>10.9.5.3 (2)P</i>
<i>10.3.1.1 (3)</i>	<i>10.9.3 (5)</i>	<i>10.9.4.3 (4)</i>	<i>10.9.5.3 (3)P</i>
<i>10.3.1.2 (1)</i>	<i>10.9.3 (6)</i>	<i>10.9.4.3 (5)</i>	<i>10.9.6.1 (1)P</i>
<i>10.3.1.2 (2)</i>	<i>10.9.3 (7)</i>	<i>10.9.4.3 (6)</i>	<i>10.9.6.2 (1)</i>
<i>10.3.1.2 (3)</i>	<i>10.9.3 (8)</i>	<i>10.9.4.4 (1)</i>	<i>10.9.6.2 (2)</i>
<i>10.3.2.2 (1)P</i>	<i>10.9.3 (9)</i>	<i>10.9.4.5 (1)P</i>	<i>10.9.6.2 (3)</i>
<i>10.3.2.2 (2)</i>	<i>10.9.3 (10)</i>	<i>10.9.4.5 (2)</i>	<i>10.9.6.3 (1)</i>
<i>10.5.1 (1)P</i>	<i>10.9.3 (11)</i>	<i>10.9.4.6 (1)</i>	<i>10.9.6.3 (2)</i>
<i>10.5.1 (2)</i>	<i>10.9.3 (12)</i>	<i>10.9.4.7 (1)</i>	<i>10.9.6.3 (3)</i>
<i>10.5.1 (3)</i>	<i>10.9.4.1 (1)P</i>	<i>10.9.5.1 (1)P</i>	
<i>10.5.2 (1)</i>	<i>10.9.4.1 (2)P</i>	<i>10.9.5.1 (2)P</i>	
<i>10.9.1 (1)</i>	<i>10.9.4.1 (3)P</i>	<i>10.9.5.1 (3)</i>	
<i>10.9.1 (2)</i>	<i>10.9.4.1 (4)P</i>	<i>10.9.5.1 (4)P</i>	

### 10.1 Generalidades

(101)P Las reglas de este capítulo se aplican a estructuras construidas parcial o totalmente con elementos prefabricados de hormigón, y complementan las reglas de otros capítulos. Los aspectos adicionales relativos a los detalles constructivos, la producción, y el montaje se cubren mediante normas específicas de producto.

### 10.9 Reglas particulares para cálculo y detalles constructivos

#### 10.9.7 Sistemas de atado

No se aplica este apartado.



**CAPÍTULO 11 ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN CON ÁRIDO LIGERO**

Se aplican los siguientes puntos de la Norma EN 1992-1-1.

<i>11.1 (1)P</i>	<i>11.3.2 (1)</i>	<i>11.3.7 (1)</i>	<i>11.6.4.2 (1)</i>
<i>11.1.1 (1)P</i>	<i>11.3.2 (2)</i>	<i>11.4.1 (1)</i>	<i>11.6.4.2 (2)</i>
<i>11.1.1 (2)P</i>	<i>11.3.3 (1)</i>	<i>11.4.2 (1)P</i>	<i>11.6.5 (1)</i>
<i>11.1.1 (3)</i>	<i>11.3.3 (2)</i>	<i>11.5.1</i>	<i>11.6.6 (1)</i>
<i>11.1.1 (4)P</i>	<i>11.3.3 (3)</i>	<i>11.6.1 (1)</i>	<i>11.7 (1)P</i>
<i>11.1.2 (1)P</i>	<i>11.3.4 (1)</i>	<i>11.6.1 (2)</i>	<i>11.8.1 (1)</i>
<i>11.2 (1)P</i>	<i>11.3.5 (1)P</i>	<i>11.6.2 (1)</i>	<i>11.8.2 (1)</i>
<i>11.3.1 (1)P</i>	<i>11.3.5 (2)P</i>	<i>11.6.3.1 (1)</i>	<i>11.10 (1)P</i>
<i>11.3.1 (2)</i>	<i>11.3.6 (1)</i>	<i>11.6.4.1 (1)</i>	
<i>11.3.1 (3)</i>	<i>11.3.6 (2)</i>	<i>11.6.4.1 (2)</i>	

**11.9 Disposiciones constructivas de los elementos y reglas particulares**

(101) Normalmente, el diámetro de las barras embebidas en hormigones con árido ligero no debería superar 32 mm. Los grupos de barras en este tipo de hormigones no deberían contar con más de dos barras, y el diámetro equivalente no debería superar 45 mm.

NOTA La utilización de grupos de barras puede ser restringida por el anexo nacional.

**CAPÍTULO 12 ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN EN MASA O LIGERAMENTE ARMADO**

Se aplican todos los apartados de la Norma EN 1992-1-1.

## CAPÍTULO 113 PROYECTO DE LAS FASES DE EJECUCIÓN

### 113.1 Generalidades

(101) Para puentes construidos por fases, el proyecto debería tener en cuenta el proceso constructivo en las siguientes circunstancias:

- a) Cuando aparecen esfuerzos distintos de los que se producen con la estructura terminada en alguna sección estructural durante las fases de ejecución (por ejemplo, la colocación de un tablero empujado, o las pilas de puentes construidos por voladizos sucesivos).
- b) Cuando se produce una redistribución de los esfuerzos debidos a los efectos reologicos, originados por los cambios en el esquema estructural durante el proceso constructivo (por ejemplo, puentes continuos construidos vano a vano con autocimbra o en voladizo).
- c) Cuando se produce una redistribución de las tensiones debidas a los efectos reologicos, originados por los cambios en las secciones estructurales durante el proceso constructivo (por ejemplo, tableros constituidos por vigas prefabricadas y losa hormigonada *in situ*).
- d) Cuando la construcción o la secuencia de hormigonado puede tener afectar a la estabilidad de la estructura durante la construcción, a los esfuerzos sobre la estructura terminada, o a la geometría de la estructura terminada.

(102) En las estructuras a las que se aplican las circunstancias descritas en a) a d) del punto (101) los estados límites de servicio y los estado límites últimos se deberían comprobar en las fases de ejecución.

(103) En las estructuras a las que se aplican las circunstancias descritas en b) o c) del punto (101) los valores diferidos de los esfuerzos o las tensiones se deberían calcular a partir de un análisis de efectos de la redistribución. Se utilizará un análisis paso a paso o métodos aproximados para estos cálculos.

(104) En las estructuras a las que se aplican las circunstancias descritas en el punto d) del punto (101) se deberían definir las secuencias y/o los procedimientos de izado y de hormigonado en los planos, o bien detallarse en un documento que trate el proceso constructivo.

### 113.2 Acciones durante la ejecución

(101) Las acciones a considerar durante la ejecución se indican en la Norma EN 1991-1-6 y sus anexos.

(102) Para la comprobación del estado límite último de equilibrio estructural en puentes de dovelas construidos por voladizos sucesivos se debería considerar la acción desequilibrada del viento. Se debería considerar una presión vertical u horizontal de al menos  $x \text{ N/m}^2$  actuando en uno de los voladizos.

NOTA El valor de  $x$  para su uso en un Estado se puede encontrar en su anexo nacional. El valor recomendado de  $x$  es  $200 \text{ N/m}^2$ .

(103) Para la comprobación de los estados límite últimos en puentes construidos *in situ* mediante voladizos sucesivos se debería considerar una acción accidental que incluya los efectos caída de uno de los carros de hormigonado. La acción debería incluir los efectos dinámicos. La caída se puede producir en cualquier fase de ejecución (movimiento, hormigonado, etc.).

(104) En el caso de voladizos sucesivos con dovelas prefabricadas se debería considerar la caída accidental de una dovela.

(105) Para puentes empujados se deberían considerar las deformaciones impuestas.

### 113.3 Criterio de comprobación

#### 113.3.1 Estados límite últimos

(101) Véase el capítulo 6 la Norma EN 1992-2.

### 113.3.2 Estados límite de servicio

(101) Las comprobaciones en las fases de ejecución deberían ser las mismas que para la estructura terminada, con las siguientes excepciones.

(102) No es necesario aplicar los criterios de comportamiento en servicio la estructura terminada a las fases de ejecución intermedias, siempre que la durabilidad y la apariencia final de la estructura terminada no se vean afectadas (por ejemplo, deformaciones)

(103) Se permiten unas tensiones de tracción menores que  $k f_{ctm}(t)$  bajo la combinación cuasipermanente de acciones durante la ejecución, incluso para puentes o elementos de puentes en los cuales se comprueba el estado límite de descompresión bajo la combinación de acciones cuasipermanente o frecuente sobre la estructura completa.

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

(104) Para puentes o elementos de puentes en los que el estado límite de fisuración se comprueba bajo la combinación frecuente de acciones sobre la estructura terminada, debería comprobarse el estado límite de fisuración bajo la combinación cuasipermanente de acciones durante la ejecución.

**ANEXO A (Informativo)****MODIFICACIÓN DE LOS COEFICIENTES PARCIALES DE SEGURIDAD DE LOS MATERIALES**

Se aplican todos los apartados de la Norma EN 1992-1-1.

**ANEXO B (Informativo)****DEFORMACIÓN UNITARIA POR FLUENCIA Y RETRACCIÓN**

Para hormigones normales se aplican los puntos siguientes de la Norma EN 1992-1-1, excepto para algunas secciones de gran espesor (véase a continuación).

*B.1(1)*

*B.1(2)*

*B.1(3)*

B.2(1)

El capítulo B.103 se aplica específicamente a hormigones de altas prestaciones, fabricados con cementos de clase R, de resistencia mayor que C50/60 con o sin humo de sílice. En general, los métodos indicados en el capítulo B.103 son preferibles a los contenidos en la Norma EN 1992-1-1 para los hormigones anteriormente mencionados y para elementos de gran espesor, en los cuales la cinética de la fluencia básica y de la fluencia de secado es bastante diferente. Se debería tener en cuenta que el contenido de este anexo se ha comprobado mediante ensayos y mediciones reales. Para más información puede hacerse referencia a las siguientes publicaciones:

Le Roy, R., De Larrard, F., Pons, G. (1996) The AFREM code type model for creep and shrinkage of high performance concrete.

Toutlemonde, F., De Larrard, F., Brazillier, D. (2002) Structural application of HPC: a survey of recent research in France.

Le Roy, R., Cussac, J. M., Martin, O. (1999) Structures sensitive to creep from laboratory experimentation to structural design - The case of the Avignon high-speed rail viaduct.

**B.100 Generalidades**

(101) Este anexo puede utilizarse para calcular la fluencia y la retracción, incluyendo su desarrollo a lo largo del tiempo. Sin embargo, los valores experimentales pueden producir una dispersión de  $\pm 30\%$  respecto a los valores de fluencia y retracción obtenidos de acuerdo con este anexo. Cuando se requiera una mayor precisión debido a la sensibilidad estructural a la fluencia y/o retracción, debería realizarse una evaluación experimental de estos efectos y del desarrollo de las deformaciones diferidas en el tiempo. El capítulo B.104 incluye directrices para la determinación experimental de los coeficientes de fluencia y retracción.

(102) En el capítulo B.103 se incluye un procedimiento alternativo para la evaluación de la retracción y la fluencia en hormigones de alta resistencia ( $f_{ck} > 50$  MPa). Este procedimiento tiene en cuenta el efecto de las adiciones de humo de sílice y mejora significativamente la precisión de la predicción.

(103) Además, las ecuaciones de la fluencia en los capítulos B.1 y B.103 son válidas cuando el valor medio de la resistencia del hormigón en probeta cilíndrica en el momento de la puesta en carga  $f_{cm}(t_0)$  es mayor que  $0,6 f_{cm}(f_{cm}(t_0) > 0,6 f_{cm})$ .

Cuando el hormigón se carga a edades tempranas con un desarrollo importante de la resistencia al comienzo del periodo de carga, deberían realizarse determinaciones específicas del coeficiente de fluencia. Dicha determinación se debería basar en un enfoque experimental y la determinación de una ecuación matemática para la fluencia debería apoyarse en los criterios incluidos en el capítulo B.104.

(104) Las ecuaciones de fluencia y retracción, y las determinaciones experimentales, están basadas en datos recolectados a lo largo de periodos de tiempo limitados. La extrapolación de tales resultados para evaluaciones a muy largo plazo (por ejemplo cien años) origina la introducción de errores adicionales asociados a las ecuaciones matemáticas utilizadas en la extrapolación. Cuando una sobrestimación de las deformaciones diferidas aumenta la seguridad y cuando esto es relevante en el proyecto, la fluencia y retracción determinadas sobre la base de las ecuaciones o de los valores experimentales, deberían multiplicarse por un coeficiente parcial de seguridad según se indica en el capítulo B.105.

### B.103 Hormigones de alta resistencia

(101) En el caso de hormigones de alta resistencia (HSC, *high strenght concrete*), es decir, para hormigones cuya clase de resistencia es mayor o igual que C55/67, el modelo descrito en este apartado debe, ría utilizarse para obtener una mayor consistencia con los datos experimentales cuando se disponga de la información requerida por el modelo. En el caso de hormigones de alta resistencia sin humo de sílice, la fluencia es normalmente mayor que la proporcionada por las ecuaciones del capítulo B.1. Las ecuaciones propuestas en esta sección, no deberían utilizarse sin comprobación cuando la fracción de árido es menor del 67%, lo que puede ser más frecuente en el caso de hormigones autocompactantes.

(102) El modelo establece una distinción entre las deformaciones que aparecen en el hormigón sin pérdida de humedad y la deformación adicional debida al secado. En este capítulo se proporcionan dos ecuaciones para retracción y dos para fluencia. Las componentes de la deformación dependiente del tiempo son:

- retracción autógena;
- retracción de secado;
- fluencia básica;
- fluencia de secado.

Esta clasificación diferencia los fenómenos que se rigen por mecanismos físicos diferentes. La retracción autógena está relacionada con el proceso de hidratación, mientras que la retracción de secado, debida a los intercambios de humedad, está asociada con el ambiente de la estructura.

(103) Se proporcionan formulas específicas para el hormigón con humo de sílice (SFC, *silica-fume concrete*). A efectos de este apartado se considera hormigón con humo de sílice a un hormigón que contenga, al menos, un 5% en peso de humo de sílice respecto al contenido de cemento.

#### B.103.1 Retracción autógena

(101) La velocidad de hidratación rige la cinética de la retracción autógena. La velocidad de endurecimiento controla, por tanto, la progresión del fenómeno. La relación  $f_{cm}(t)/f_{ck}$ , conocida como madurez del hormigón joven, se convierte en la principal variable antes de los 28 días. La retracción resulta despreciable cuando la madurez es menor de 0,1. Para edades por encima de 28 días, la variable que rige la evolución de la retracción es el tiempo.

El modelo de 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  $\varepsilon_{ca}$  es la retracción autógena producida entre la colocación y el tiempo  $t$ . En los casos en que no se conoce esta resistencia  $f_{cm}(t)$ , puede evaluarse de acuerdo con el punto (6) del apartado 3.1.2 de la Norma EN 1992-1-1.

– 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, el 97% de la retracción autógena total se ha producido los 3 meses de acuerdo con este modelo.

### B.103.2 Retracción de secado

Las ecuaciones del apartado B.103.2 son aplicables para valores de  $RH$  de hasta el 80%.

(101) La ecuación para la retracción de secado es la siguiente:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \frac{K(f_{ck}) [72 \exp(-0,046 f_{ck}) + 75 - RH] (t - t_s) 10^{-6}}{(t - t_s) + \beta_{cd} h_0^2} \quad (\text{B.116})$$

donde  $K(f_{ck}) = 18$  si  $f_{ck} \leq 55$  MPa;

$K(f_{ck}) = 30 - 0,21 f_{ck}$  si  $f_{ck} > 55$  MPa.

$$\beta_{cd} = \begin{cases} 0,007 & \text{para hormigones con humo de sílice} \\ 0,021 & \text{para hormigones sin humo de sílice} \end{cases}$$

### B.103.3 Fluencia

Las ecuaciones del apartado B.103.3 son aplicables para valores de  $RH$  de hasta el 80%.

(101) La deformación unitaria diferida dependiente de la tensión,  $\varepsilon_{cc}(t, t_0)$ , es decir, la suma de la fluencia básica y la de secado, puede calcularse por la siguiente ecuación:

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \frac{\sigma(t_0)}{E_c} [\varphi_b(t, t_0) + \varphi_d(t, t_0)] \quad (\text{B.117})$$

### B.103.4 Fluencia básica

(101) El coeficiente básico de fluencia final de un hormigón con humo de sílice depende de la resistencia en el instante de carga  $f_{cm}(t_0)$ . Además, cuanto más joven es el hormigón en el instante de carga, más rápidamente se desarrollan las deformaciones. Sin embargo, esta tendencia no se ha observado en hormigones sin humo de sílice. Para este material, el coeficiente de fluencia se supone que permanece constante con un valor medio de 1,4. El término cinético es, por tanto, función de la madurez expresada por la relación  $f_{cm}(t)/f_{ck}$ . La ecuación es:

$$\varphi_b(t, t_0) = \varphi_{b0} \frac{\sqrt{t-t_0}}{[\sqrt{t-t_0} + \beta_{bc}]} \quad (\text{B.118})$$

donde

$$\varphi_{b0} = \begin{cases} \frac{3,6}{f_{cm}(t_0)^{0,37}} & \text{para hormigones con humo de sílice} \\ 1,4 & \text{para hormigones sin humo de sílice} \end{cases} \quad (\text{B.119})$$

y

$$\beta_{bc} = \begin{cases} 0,37 \exp\left(2,8 \frac{f_{cm}(t_0)}{f_{ck}}\right) & \text{para hormigones con humo de sílice} \\ 0,4 \exp\left(3,1 \frac{f_{cm}(t_0)}{f_{ck}}\right) & \text{para hormigones sin humo de sílice} \end{cases} \quad (\text{B.120})$$

#### B.103.5 Fluencia de secado

Las ecuaciones del apartado B.103.5 son aplicables para valores de RH de hasta 80%.

(101) La fluencia de secado, que es muy baja en hormigones con humo de sílice, se evalúa respecto a la retracción de secado que aparece durante el mismo periodo. El coeficiente de fluencia de secado puede expresarse mediante la siguiente ecuación simplificada:

$$\varphi_d(t, t_0) = \varphi_{d0} [\varepsilon_{cd}(t) - \varepsilon_{cd}(t_0)] \quad (\text{B.121})$$

donde

$$\varphi_{d0} = \begin{cases} 1\,000 & \text{para hormigones con humo de sílice} \\ 3\,200 & \text{para hormigones sin humo de sílice} \end{cases}$$

#### B.104 Procedimiento experimental

(101) Para evaluar las deformaciones diferidas con una precisión mayor, puede ser necesario identificar los parámetros incluidos en los modelos que describen la fluencia y la retracción a partir de mediciones experimentales. Puede utilizarse el siguiente procedimiento basado en la determinación experimental de coeficientes que modifican la ecuación del capítulo B.103.

(102) Pueden obtenerse datos experimentales a partir de ensayos adecuados de retracción y fluencia, ambos realizados en condiciones autógenas y de secado. Las mediciones deberían realizarse bajo condiciones controladas y registrarlas durante al menos 6 meses.

**B.104.1 Retracción autógena**

(101) El modelo de retracción autógena se divide en dos partes.

– para  $t < 28$  días,

$$\text{si } \frac{f_{cm}(t)}{f_{ck}} \geq 0,1 \quad \varepsilon_{ca}(t) = \beta_{ca1} (f_{ck} - 20) \left( 2,2 \frac{f_{cm}(t)}{f_{ck}} - 0,2 \right) 10^{-6} \quad (\text{B.122})$$

El parámetro  $\beta_{ca1}$  se tiene que seleccionar de modo que se minimice 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,

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{ca1} (f_{ck} - 20) [\beta_{ca2} - \beta_{ca3} \exp(-t / \beta_{ca4})] 10^{-6} \quad (\text{B.123})$$

Los otros parámetros  $\beta_{ca2}$ ,  $\beta_{ca3}$ ,  $\beta_{ca4}$  se seleccionan utilizando el mismo método.

**B.104.2 Retracción de secado**

Las ecuaciones de 104.2 son aplicables para valores de RH de hasta el 80%.

(101) La ecuación para retracción de secado es la siguiente,

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{cd1} \frac{K(f_{ck}) [72 \exp(-0,046 f_{ck}) + 75 - RH] (t - t_s) 10^{-6}}{(t - t_s) + \beta_{cd2} h_0^2} \quad (\text{B.124})$$

Los parámetros  $\beta_{cd1}$ ,  $\beta_{cd2}$  se tienen que seleccionar de modo que se minimice la suma de los cuadrados de las diferencias entre la estimación del modelo y los resultados experimentales.

**B.104.3 Fluencia básica**

(101) Se tienen que identificar dos parámetros, un parámetro global,  $\beta_{cd1}$ , que se aplica a la ecuación completa de la fluencia básica,

$$\varphi_b(t, t_0, f_{ck}, f_{cm}(t_0)) = \beta_{cd1} \varphi_{b0} \frac{\sqrt{t - t_0}}{[\sqrt{t - t_0} + \beta_{bc}]} \quad (\text{B.125})$$

y el parámetro  $\beta_{bc2}$ , incluido en  $\beta_{bc}$ :

$$\beta_{bc} = \begin{cases} \beta_{bc2} \exp\left(2,8 \frac{f_{cm}(t_0)}{f_{ck}}\right) & \text{para hormigones con humo de sílice} \\ \beta_{bc2} \exp\left(3,1 \frac{f_{cm}(t_0)}{f_{ck}}\right) & \text{para hormigones sin humo de sílice} \end{cases} \quad (\text{B.126})$$

Estos dos parámetros se tienen que determinar de modo que se minimice la suma de los cuadrados de las diferencias entre la estimación del modelo y los resultados experimentales.



**B.104.4 Fluencia de secado**

Las ecuaciones del apartado B.104.4 son aplicables para valores de RH de hasta el 80%.

(101) Sólo tiene que identificarse el parámetro global  $\varphi_{d0}$ .

$$\varphi_d(t) = \varphi_{d0} [\varepsilon_{cd}(t) - \varepsilon_{cd}(t_0)] \quad (\text{B.127})$$

Este parámetro se tiene que determinar de modo que se minimice la suma del cuadrado de las diferencias entre los resultados experimentales y la estimación del modelo.

**B.105 Estimación de la deformación unitaria diferida a largo plazo**

(101) Las ecuaciones y los resultados experimentales de fluencia y retracción se basan en datos recogidos a lo largo de periodos de tiempo limitados. La extrapolación de dichos resultados a evaluaciones a muy largo plazo (por ejemplo cien años) introduce errores adicionales asociados a las ecuaciones matemáticas usadas en la extrapolación.

(102) Las ecuaciones dadas en los capítulos B.1, B.2 y B.103 de este anexo proporcionan una estimación media satisfactoria de las deformaciones diferidas extrapoladas a largo plazo. Sin embargo, cuando una sobreestimación de las deformaciones diferidas aumente la seguridad y resulte relevante en el proyecto, la fluencia de retracción determinada en base a las ecuaciones o determinaciones experimentales debería multiplicarse por un coeficiente parcial de seguridad.

(103) Para tener en cuenta la incertidumbre de las deformaciones diferidas reales a largo plazo en el hormigón (es decir, la incertidumbre relativa a la validez de las ecuaciones matemáticas para la extrapolación de fluencia y retracción a partir de las mediciones correspondientes a un periodo de tiempo relativamente corto), puede incluirse el siguiente coeficiente parcial de seguridad,  $\gamma_{lt}$ . Los valores de  $\gamma_{lt}$  se indican en la tabla B.101.

**Tabla B.101 – Coeficiente parcial de seguridad para la extrapolación a largo plazo de deformaciones diferidas cuando sea relevante**

$t$ (edad del hormigón para la estimación de las deformaciones diferidas)	$\gamma_{lt}$
$t < 1$ 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 corresponde a la siguiente ecuación matemática

$$\begin{cases} t \leq 1 \text{ año} & \gamma_{lt} = 1 \\ t \geq 1 \text{ año} & \gamma_{lt} = 1 + 0,1 \log \left( \frac{t}{t_{\text{ref}}} \right) \end{cases} \quad \text{con } t_{\text{ref}} = 1 \text{ año} \quad (\text{B.128})$$

Cuando la edad del hormigón es menor de 1 año, se pueden utilizar directamente las ecuaciones de los apartados B.1, B.2 y B.103, ya que corresponden a la duración de los ensayos utilizados para la calibración de las ecuaciones.

Cuando la edad del hormigón es mayor o igual que 1 año y, en particular, para evaluaciones de las deformaciones a largo plazo, los valores dados por las ecuaciones (B.1) y (B.11) de la Norma EN 1992-1-1 y por las ecuaciones (B.116) y (B.118) de esta norma (amplitud de las deformaciones unitarias diferidas en el instante  $t$ ) tienen que multiplicarse por  $\gamma_{lt}$ .

**ANEXO C (Normativo)**

**PROPIEDADES DEL ACERO PARA ARMADURAS PASIVAS  
APTO PARA SU USO CON ESTE EUROCÓDIGO**

Se aplican todos los apartados de la Norma EN 1992-1-1.

**ANEXO D (Informativo)**

**MÉTODO DE CÁLCULO DETALLADO PARA LAS PÉRDIDAS  
POR RELAJACIÓN DEL ACERO PARA ARMADURAS ACTIVAS**

Se aplican todos los apartados de la Norma EN 1992-1-1.

**ANEXO E (Informativo)**

**CLASES DE RESISTENCIA INDICATIVAS PARA DURABILIDAD**

Se aplican todos los apartados de la Norma EN 1992-1-1.

## ANEXO F (Informativo)

## ECUACIONES DE LA ARMADURA DE TRACCIÓN EN CONDICIONES DE TENSIÓN PLANA

NOTA El convenio de signos utilizado en este anexo coincide con el de la Norma EN 1992-1-1, y es diferente del utilizado en el apartado 6.9 y en los anexos LL y MM de esta norma.

Se aplican los siguientes puntos de la Norma EN 1992-1-1.

F.1 (1)

F.1 (2)

F.1 (3)

F.1 (5)

## F.1 Generalidades

(104) Se requiere armadura en las regiones en que  $\sigma_{\text{Edy}}$  sea una tensión de tracción o  $\sigma_{\text{Edx}} \cdot \sigma_{\text{Edy}} \leq \tau_{\text{Edxy}}^2$ .

La armadura óptima, correspondiente a  $\theta = 45^\circ$ , se designa por el superíndice ', y las tensiones correspondientes en el hormigón se determinan por:

Para  $\sigma_{\text{Edx}} \leq |\tau_{\text{Edxy}}|$

$$f'_{\text{tdx}} = |\tau_{\text{Edxy}}| - \sigma_{\text{Edx}} \quad (\text{F.2})$$

$$f'_{\text{tdy}} = |\tau_{\text{Edxy}}| - \sigma_{\text{Edy}} \quad (\text{F.3})$$

$$\sigma_{\text{cd}} = 2 |\tau_{\text{Edxy}}| \quad (\text{F.4})$$

Para  $\sigma_{\text{Edx}} > |\tau_{\text{Edxy}}|$

$$f'_{\text{tdx}} = 0 \quad (\text{F.5})$$

$$f'_{\text{tdy}} = \frac{\tau_{\text{Edxy}}^2}{\sigma_{\text{Edx}}} - \sigma_{\text{Edy}} \quad (\text{F.6})$$

$$\sigma_{\text{cd}} = \sigma_{\text{Edx}} \left( 1 + \left( \frac{\tau_{\text{Edxy}}}{\sigma_{\text{Edx}}} \right)^2 \right) \quad (\text{F.7})$$

Se debería comprobar la tensión del hormigón,  $\sigma_{\text{cd}}$ , con un modelo realista de secciones fisuradas (véase el capítulo 6.109 'Elementos Membrana' de esta norma).

NOTA La armadura mínima se obtiene si las direcciones de la armadura son idénticas a las direcciones de las tensiones principales.

Como alternativa, para el caso general la armadura necesaria y las tensiones en el hormigón se pueden obtener de:

$$f_{tdx} = |\tau_{Edxy}| \cot \theta - \sigma_{Edx} \quad (F.8)$$

$$f_{tdy} = |\tau_{Edxy}| / \cot \theta - \sigma_{Edy} \quad (F.9)$$

$$\sigma_{cd} = |\tau_{Edxy}| \left( \cot \theta + \frac{1}{\cot \theta} \right) \quad (F.10)$$

donde  $\theta$  es el ángulo de la tensión principal de compresión en el hormigón respecto al eje  $x$ .

NOTA El valor de  $\cot \theta$  se debería seleccionar para evitar los valores de compresión de  $f_{td}$ .

Con el fin de evitar fisuras inaceptables en estado límite de servicio y para asegurar la capacidad de deformación requerida para estado límite último, la armadura obtenida de las ecuaciones (F.8) y (F.9) para cada dirección no debería ser mayor que el doble ni menor que la mitad de la armadura obtenida de las ecuaciones (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  $\frac{1}{2} f'_{tdy} \leq f_{tdy} \leq 2 f'_{tdy}$ .

**ANEXO G (Informativo)**  
**INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA**

Se aplican todos los apartados de la Norma EN 1992-1-1.

**ANEXO H (Informativo)**  
**EFFECTOS GLOBALES DE SEGUNDO ORDEN EN ESTRUCTURAS**

No se aplica este anexo.

**ANEXO I (Informativo)****CÁLCULO DE LOSAS MACIZAS Y PANTALLAS**

Se aplican los siguientes puntos de la Norma EN 1992-1-1.

*I.1.1 (1)*

*I.1.1 (2)*

*I.1.2 (1)*

*I.1.2 (2)*

*I.1.2 (3)*

**I.1.2 Cálculo de pórticos equivalentes**

No se aplican los puntos (4) y (5) de la Norma EN 1992-1-1.

**I.1.3 Distribución irregular de los pilares**

No se aplica este apartado.

**I.2 Pantallas**

No se aplica este capítulo.

## ANEXO J (Informativo)

## REGLAS DE DETALLES CONSTRUCTIVOS PARA SITUACIONES PARTICULARES

Se aplican los siguientes puntos de la Norma EN 1992-1-1.

<i>J.1 (1)</i>	<i>J.2.1 (1)</i>	<i>J.2.3 (1)</i>	<i>J.3 (4)</i>
<i>J.1 (3)</i>	<i>J.2.2 (1)</i>	<i>J.2.3 (2)</i>	<i>J.3 (5)</i>
<i>J.1 (4)</i>	<i>J.2.2 (2)</i>	<i>J.3 (1)</i>	
<i>J.1 (5)</i>	<i>J.2.2 (3)</i>	<i>J.3 (2)</i>	
<i>J.1 (6)</i>	<i>J.2.2 (4)</i>	<i>J.3 (3)</i>	

**J.104 Áreas parcialmente cargadas****J.104.1 Zonas de apoyo en puentes**

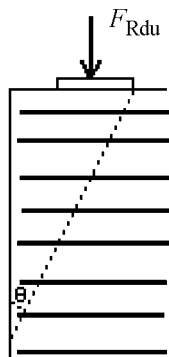
(101) El dimensionamiento de las zonas de apoyo en puentes debería ser conforme con las reglas dadas en este apartado y, además con los apartados 6.5 y 6.7 de la Norma EN 1992-1-1.

(102) La distancia del borde del área cargada al borde libre de la sección no debería ser menor que 1/6 de la dimensión correspondiente del área cargada medida en la misma dirección. La distancia al borde libre nunca debería ser menor que 50 mm.

(103) Para hormigones de clase C55/67 o superior, se debería sustituir  $f_{cd}$  en la fórmula (6.63) de la Norma EN 1992-1-1

por  $\frac{0,46 \cdot f_{ck}^{2/3}}{1 + 0,1 \cdot f_{ck}} \cdot f_{cd}$ .

(104) Para evitar el deslizamiento del borde, debería disponerse una armadura pasiva uniformemente distribuida paralela a la cara cargada hasta el nivel en que las tensiones locales de compresión se dispersen. Este nivel se determina de la siguiente forma: partiendo del borde opuesto de la cara cargada, se dibuja una recta inclinada con un ángulo  $\theta$  (30°) con la dirección de aplicación de la carga hasta su intersección con el borde opuesto de la superficie cargada, según se indica en la figura J.107. La armadura dispuesta para evitar el deslizamiento del borde, debería anclarse adecuadamente.



**Figura J.107 – Mecanismo de deslizamiento del borde**

(105) La armadura dispuesta para evitar el deslizamiento del borde ( $A_r$ ) debería calcularse de acuerdo con la ecuación  $A_r \cdot f_{yd} \geq F_{Rdu}/2$ .

#### J.104.2 Zonas de anclaje para elementos postesos

(101) Para el dimensionamiento de las zonas de anclaje donde se anclan dos o más armaduras activas (tendones) se aplican las siguientes reglas, además de las contenidas en el apartado 8.10.3 de la Norma EN 1992-1-1.

(102) Deberían comprobarse las tensiones de apoyo detrás de las placas de anclaje de la siguiente forma:

- La mínima distancia entre el eje del anclaje y el borde del hormigón no debería ser menor que la especificada en el correspondiente documento de idoneidad técnica europeo (DITE). Este valor mínimo depende de la resistencia del hormigón en el momento del tesado.
- La armadura pasiva necesaria para prevenir el aplastamiento y el desconchado en las zonas de anclaje, se determina en relación a un prisma rectangular de hormigón, conocido como prisma de regularización primario, situado detrás de cada anclaje. La sección transversal del prisma asociada 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 debería tener dos ejes de simetría) y debería cumplir:

$$\frac{P_{\max.}}{c \cdot c'} \leq 0,6 \cdot f_{ck}(t) \quad (J.101)$$

donde

$P_{\max.}$  es la máxima fuerza aplicada a la armadura activa, según el apartado 5.10.2.1 de la Norma EN 1992-1-1;

$c, c'$  son las dimensiones del rectángulo asociado;

$f_{ck}(t)$  es la resistencia del hormigón en el instante de puesta en tracción.

El rectángulo asociado debería tener aproximadamente la misma relación de forma que la placa de anclaje. Esta condición se satisface 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 menor rectángulo que incluye la placa de anclaje.

- Los rectángulos asociados con los anclajes situados en la misma sección transversal deberían permanecer dentro del hormigón, y no deberían superponerse.
- El "prisma de regularización primario" representa de forma muy aproximada el volumen de hormigón en el cual las tensiones cambian de valores muy altos justo debajo de la placa de anclaje a valores razonables 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 como canto detrás del anclaje se adopta  $1,2 \max.(c, c')$ . Los prismas asociados a diferentes anclajes pueden superponerse cuando las armaduras activas no son paralelas, pero deberían permanecer dentro del hormigón.

(103) La armadura pasiva necesaria para prevenir el aplastamiento y desconchado del hormigón en cada prisma de regularización (según se define en el punto (102) anterior) no debería ser menor que:

$$A_s = 0,15 \frac{P_{\max.}}{f_{yd}} \gamma_{p,unfav} \quad \text{con } \gamma_{p,unfav} \geq 1,20 \quad (J.102)$$

donde  $P_{\max.}$  es la máxima fuerza aplicada a la armadura, conforme a la ecuación (5.41) del apartado 5.10.2.1 de la Norma EN 1992-1-1 y  $f_{yd}$  es el límite elástico de cálculo del acero de la armadura pasiva.



Esta armadura pasiva debería distribuirse en cada dirección a lo largo de la longitud del prisma. El área de la armadura pasiva en la cara cargada no debería ser menor que  $0,03 \frac{P_{\max}}{f_{yd}} \gamma_{p,unfav}$  en cada dirección.

(104) Debería disponerse la armadura pasiva mínima correspondiente al sistema de pretensado según lo indicado en el correspondiente documento de idoneidad técnica europeo (DITE). La disposición de la armadura debería modificarse si se utiliza para absorber las fuerzas de tracción calculadas según el punto (4) del apartado 8.10.3 de la Norma EN 1992-1-1.

**ANEXO KK (Informativo)****EFFECTOS ESTRUCTURALES DEBIDOS AL COMPORTAMIENTO DIFERIDO DEL HORMIGÓN****KK.1 Introducción**

Este anexo describe diferentes métodos para evaluar los efectos debidos al comportamiento diferido del hormigón.

**KK.2 Consideraciones generales**

(101) En general, los efectos estructurales del comportamiento diferido del hormigón, tales como la variación de la deformación y/o de los esfuerzos, se deberían considerar en las comprobaciones de servicio.

NOTA En casos particulares (por ejemplo, en estructuras o elementos estructurales sensibles a efectos de segundo orden, o en estructuras en las cuales los efectos de las acciones no se puedan redistribuir), los efectos diferidos pueden tener también influencia en los ELU.

(102) Cuando las tensiones de compresión en el hormigón son menores que  $0,45 f_{ck}(t)$  bajo la combinación cuasipermanente de acciones, es adecuado un cálculo estructural lineal y un modelo viscoelástico lineal del envejecimiento. El comportamiento diferido del hormigón se puede describir mediante el coeficiente de fluencia  $\phi(t, t_0)$  o la función del fluencia  $J(t, t_0)$  o, como alternativa, mediante la función de relajación  $R(t, t_0)$ . Para tensiones de compresión más elevadas, deberían tenerse en cuenta los efectos de la fluencia no lineal.

(103) El cálculo permite evaluar, en función del tiempo, la deformación y los esfuerzos de las estructuras de hormigón armado y pretensado con sustentación rígida, suponiendo que las estructuras son homogéneas, y se puede ignorar la variabilidad limitada de las propiedades del hormigón en las diferentes zonas de la estructura. Cualquier variación de las condiciones de las coacciones durante las fases de ejecución o a lo largo de la vida útil de la misma, debería tenerse en cuenta en la evaluación.

(104) En la tabla KK.101 se muestran los diferentes tipos de cálculo y sus aplicaciones típicas.

**Tabla KK.101 – Tipos de cálculo**

<b>Tipo de cálculo</b>	<b>Comentario y aplicación típica</b>
Método general y método incremental	Son métodos generales aplicables a todas las estructuras. Estos métodos son particularmente útiles para la comprobación de las fases intermedias de la construcción en estructuras cuyas propiedades varían en su longitud (por ejemplo, construcción por voladizos)
Métodos basados en los teoremas de la viscoelasticidad lineal	Son métodos aplicables a estructuras homogéneas con sustentación rígida
Método del coeficiente de envejecimiento	Este método resulta útil cuando sólo hay que comprobar el reparto de esfuerzos y tensiones a lo largo del tiempo. Es aplicable a puentes con secciones mixtas (vigas prefabricadas y losas de hormigón <i>in situ</i> )
Método del coeficiente de envejecimiento simplificado	Este método es aplicable a estructuras en las que se producen cambios en las condiciones de apoyo (por ejemplo, construcción vano a vano o construcción por voladizos)

Todos los métodos relacionados se basan en las siguientes hipótesis:

- La fluencia y la retracción se consideran independientes entre sí.
- Para cada tipo de hormigón en una sección dada, se adoptan unas propiedades medias de retracción y fluencia ignorando las diferencias poco importantes entre diferentes posiciones.
- El principio de superposición es válido para la evaluación de la deformación total debida a las acciones aplicadas a distintas edades.

En los capítulos siguientes describen de forma resumida los detalles principales alguno de los métodos.

### KK.3 Método general

(101) Se establecen las siguientes hipótesis:

- a) La ecuación fundamental para la variación de la deformación del hormigón con el tiempo 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 las deformaciones instantáneas debido a la tensión aplicada en  $t_0$ . El segundo término representa la fluencia originada por esta tensión. El tercer término representa la suma de las deformaciones instantáneas y de fluencias originadas por la variación de tensiones en el instante  $t_i$ . El cuarto término representa la deformación por retracción.

- b) Se supone que el acero de la armadura pasiva tiene un comportamiento lineal bajo cargas instantáneas. Cuando la tensión en el acero de la armadura activa es mayor que  $0,5f_{pm\acute{a}x}$ , debería tenerse en cuenta la relajación y un estado de deformación variable.
- c) Existe una adherencia perfecta entre el hormigón y las armaduras adherentes.
- d) En el caso de elementos lineales, se supone que las secciones permanecen planas antes y después de la deformación.
- e) Se cumplen las condiciones de equilibrio y compatibilidad.

(102) La fluencia del hormigón en cada sección depende del histórico de tensiones. Un método paso a paso tiene en cuenta este histórico. El cálculo estructural realiza 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 los intervalos de tiempo sucesivos, utilizando la variación de las tensiones del hormigón en el intervalo precedente.

### KK.4 Método incremental

(101) En el instante  $t$  en el que la tensión aplicada es  $\sigma$ , se determina la deformación de fluencia  $\varepsilon_{cc}(t)$ , la deformación potencial de fluencia  $\varepsilon_{\infty cc}(t)$  (es decir, la deformación de fluencia que se alcanzaría en el instante  $t = \infty$ , si la tensión aplicada en el instante  $t$  se mantuviera constante) y la velocidad de fluencia partiendo del histórico de cargas completo.

(102) La deformación potencial de fluencia en el instante  $t$  puede determinarse utilizando el principio de superposición (los símbolos se indican en la ecuación (KK.101) y el anexo B de la Norma EN 1992-1-1):

$$\frac{d\varepsilon_{\infty cc}(t)}{dt} = \frac{d\sigma}{dt} \frac{\varphi(\infty, t)}{E_c} \quad (\text{KK.102})$$

(103) En el instante  $t$  es posible definir un instante equivalente  $t_e$  tal que, bajo una tensión constante aplicada desde el instante  $t_e$ , se produzca la misma deformación por fluencia y la misma deformación potencial de fluencia;  $t_e$  satisface 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, por tanto, calcularse utilizando la curva de fluencia correspondiente al instante 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 particularmente ocurre en el caso de fluencia en la descarga, se define  $t_e$  respecto a la fase actual, y tiene en cuenta el cambio de signo de las tensiones aplicadas. Así pues:

$$\varepsilon_{cc \text{ Máx.}}(t) - \varepsilon_{cc}(t) = (\varepsilon_{cc \text{ Máx.}}(t) - \varepsilon_{\infty cc}(t)) \cdot \beta_c(t, t_e) \quad (\text{KK.105})$$

$$\frac{d(\varepsilon_{cc \text{ Máx.}}(t) - \varepsilon_{cc}(t))}{dt} = (\varepsilon_{cc \text{ Máx.}}(t) - \varepsilon_{\infty cc}(t)) \cdot \frac{\partial \beta_c(t, t_e)}{\partial t} \quad (\text{KK.106})$$

donde  $\varepsilon_{cc \text{ Máx.}}(t)$  es el último máximo de la deformación de fluencia alcanzado antes del instante  $t$ .

#### KK.5 Aplicación de los teoremas de viscoelasticidad lineal

(101) En estructuras con coacciones rígidas, las tensiones y deformaciones pueden calcularse inicialmente mediante un cálculo elástico de la estructura, suponiendo que el módulo de elasticidad es constante.

(102) Las propiedades del hormigón función del tiempo están totalmente representadas 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 unitaria total dependiente de la tensión, por unidad de tensión, es decir, la deformación unitaria en el instante " $t$ " originada por una tensión unitaria mantenida y constante, aplicada en el instante " $t_0$ ".

$R(t, t_0)$  representa la tensión respuesta en el instante " $t$ " originada por una deformación unitaria impuesta mantenida y constante, aplicada en el instante " $t_0$ ".

(103) Bajo acciones directas (sobrecargas) las tensiones elásticas no se modifican por la fluencia. Las deformaciones  $D(t)$  se pueden calcular en el instante " $t$ " mediante integración de incrementos de deformación elástica multiplicados por el coeficiente de fluencia  $J(t, \tau) \cdot E_C$ .

$$S(t) = S_{el}(t_0) \quad (\text{KK.107})$$

$$D(t) = E_C \int_0^t J(t, \tau) dD_{el}(\tau) \quad (\text{KK.108})$$

(104) Bajo acciones indirectas (deformaciones impuestas) las deformaciones elásticas no se modifican por la fluencia. Las tensiones se pueden evaluar en el instante " $t$ " mediante integración de los incrementos de tensión elásticos multiplicados por el coeficiente de relajación  $R(t, \tau)/E_C$ .

$$D(t) = D_{el}(t) \quad (\text{KK.109})$$

$$S(t) = \frac{1}{E_C} \int_0^t R(t, \tau) dS_{el}(\tau) \quad (KK.110)$$

(105) En una estructura sometida a sobrecargas constantes, cuyo esquema estático inicial (101) se modifica hacia un esquema final (102) mediante la introducción de coacciones adicionales en el instante  $t_1 \geq t_0$  (siendo  $t_0$  la edad de la estructura en el momento de la carga), la distribución de tensiones evoluciona para  $t > t_1$  y se aproxima a la correspondiente a la carga aplicada 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 a aplicar para la solución elástica  $S_{el,1}$  para satisfacer la solución elástica relativa a la aplicación de la carga en el esquema estático final;

$\xi(t, t_0, t_1)$  es la función de redistribución:

$$\xi(t, t_0, t_1) = \int_{t_1}^t R(t, \tau) dJ(\tau, t_0) \quad (KK.112)$$

donde  $0 \leq \xi(t, t_0, t_1) \leq 1$

$$y \quad \xi(t, t_0, t_0^+) = 1 - \frac{R(t, t_0)}{E_C(t_0)} \quad (KK.113)$$

(106) En los casos en los que la transición del esquema estático inicial al esquema final se realiza por medio de varias modificaciones de las coacciones en diferentes instantes de tiempo  $t_i \geq t_0$ , la variación de tensiones producida por la fluencia, como efecto de la aplicación de un grupo  $\Delta n_j$  de coacciones adicionales en el instante  $t_j$ , es independiente del histórico de las coacciones adicionales anteriores introducidas en los instantes  $t_i < t_j$ , y depende únicamente del instante  $t_j$  de aplicación de las coacciones  $\Delta n_j$ .

$$S_{j+1} = S_{el,1} + \sum_{i=1}^j \xi(t, t_0, t_i) \Delta S_{el,i} \quad (KK.114)$$

## KK.6 Método del coeficiente de envejecimiento

(101) El método del coeficiente de envejecimiento permite calcular a tiempo infinito las variaciones de tensiones, deformaciones, fuerzas y movimientos originadas por el comportamiento diferido del hormigón y el acero de la armadura activa, sin necesidad de recurrir a cálculos temporales. En particular, a nivel de sección pueden determinarse los cambios en la deformación longitudinal y en la curvatura debidos a la fluencia, retracción y relajación utilizando un procedimiento relativamente sencillo.

(102) La deformación producida por las variaciones de tensión a lo largo del tiempo en el hormigón, se sustituye por la que resultaría de un incremento de tensión aplicado y mantenido desde una edad intermedia.

$$\int_{\tau=t_0}^t \left[ \frac{E_c(28)}{E_c(\tau)} + \varphi_{28}(t, \tau) \right] d\sigma(\tau) = \left[ \frac{E_c(28)}{E_c(t_0)} + \chi(t, t_0) \varphi_{28}(t, \tau) \right] \Delta\sigma_{t_0 \rightarrow t} \quad (\text{KK.118})$$

donde  $\chi$  es el coeficiente de envejecimiento. El valor de  $\chi$  puede determinarse en cualquier instante, mediante un cálculo paso a paso, o puede suponerse igual a 0,80 para  $t = \infty$ .

La relajación a deformación variable puede determinarse a tiempo infinito de una forma simplificada como si fuera relajación a longitud constante multiplicada por un coeficiente de reducción de 0,80.

### KK.7 Formulación simplificada

(101) En aquellas estructuras que experimentan cambios en las condiciones de apoyo (construcción vano a vano, construcción por voladizos, movimiento de apoyos, etc.) los esfuerzos pueden determinarse en el instante  $t_\infty$  utilizando un procedimiento simplificado. En estos casos, como una primera aproximación, la distribución de esfuerzos en  $t_\infty$  puede adoptarse:

$$S_\infty = S_0 + (S_1 - S_0) \frac{E_c(t_1)}{E_c(t_0)} \left[ \frac{\varphi(\infty, t_0) - \varphi(t_1, t_0)}{1 + \chi\varphi(\infty, t_1)} \right] \quad (\text{KK.119})$$

donde

$S_0$  representa los esfuerzos al final del proceso constructivo;

$S_1$  representa los esfuerzos en el esquema estático final;

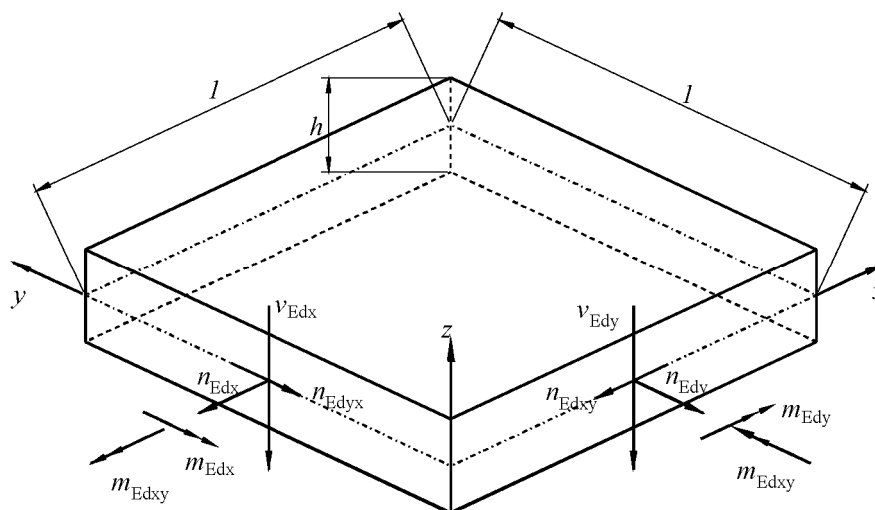
$t_0$  es la edad del hormigón en el instante de aplicación de las cargas permanentes constantes;

$t_1$  es la edad del hormigón cuando se modifican las condiciones de las coacciones.

**ANEXO LL (Informativo)**  
**ELEMENTOS LÁMINA DE HORMIGÓN**

(101) Este capítulo se aplica a elementos lámina, en los cuales en general existen ocho componentes de esfuerzos. Las ocho componentes de esfuerzos se enumeran a continuación, y se muestran en la figura LL.1 para un elemento de dimensiones unitarias:

- 3 componentes de membrana  $n_{Edx}$ ,  $n_{Edy}$ ,  $n_{Edxy} = n_{Edyx}$
- 3 componentes de placa  $m_{Edx}$ ,  $m_{Edy}$ ,  $m_{Edxy} = m_{Edyx}$
- 2 cortantes transversales  $v_{Edx}$ ,  $v_{Edy}$



**Figura LL.1 – Elemento lámina**

(102) La primera fase en el procedimiento de comprobación es establecer si el elemento lámina está fisurado o no fisurado.

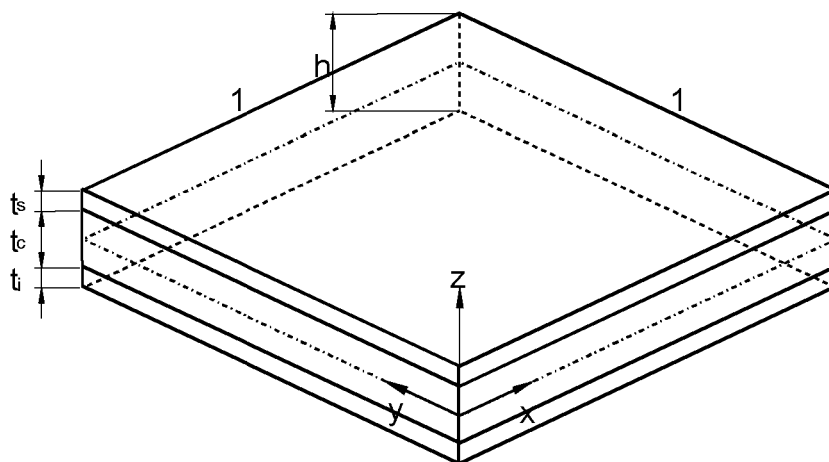


Figura LL.2 – Modelo multicapa

(103) En elementos no fisurados únicamente se requiere comprobar que la tensión principal mínima es menor que 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) En elementos fisurados se utiliza un modelo multicapa para el dimensionamiento o la comprobación del elemento lámina.

(105) Se trata de un modelo con 3 capas (figura LL.2): las dos capas externas resisten los esfuerzos de membrana que provienen de  $n_{Edx}$ ,  $n_{Edy}$ ,  $n_{Edxy}$ ,  $m_{Edx}$ ,  $m_{Edy}$ ,  $m_{Edxy}$ ; y la capa interna absorbe las fuerzas cortantes  $v_{Edx}$ ,  $v_{Edy}$ . El espesor de las diferentes capas debería determinarse mediante un proceso iterativo [véanse los puntos (113) a (115)].

(106) La capa interna debería calcularse conforme al apartado 6.2, teniendo en cuenta el cortante principal, su dirección principal y las componentes de la armadura longitudinal en esa dirección [véanse los puntos (113) a (115)].

(107) Para determinar si los elementos lámina están fisurados, deberían comprobarse las tensiones principales a diferentes niveles dentro del canto. En la práctica, debería cumplirse 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

$$J_2 = \frac{1}{6} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2] \quad (\text{LL.102})$$

$$J_3 = (\sigma_1 - \sigma_m)(\sigma_2 - \sigma_m)(\sigma_3 - \sigma_m) \quad (\text{LL.103})$$

$$I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 \quad (\text{LL.104})$$

$$\sigma_m = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) / 3 \quad (\text{LL.105})$$

$$\alpha = \frac{1}{9k^{1,4}} \quad (\text{LL.106})$$



$$\lambda = c_1 \cos \left[ \frac{1}{3} \arccos (C_2 \cos 3\theta) \right] \quad \text{para } \cos 3\theta \geq 0 \quad (\text{LL.107})$$

$$\lambda = c_1 \cos \left[ \frac{\pi}{3} - \frac{1}{3} \arccos (-C_2 \cos 3\theta) \right] \quad \text{para } \cos 3\theta < 0$$

$$\beta = \frac{1}{3,7k^{1,1}} \quad (\text{LL.108})$$

$$\cos 3\theta = \frac{3\sqrt{3}}{2} \frac{J_3}{J_2^{3/2}} \quad (\text{LL.109})$$

$$c_1 = \frac{1}{0,7k^{0,9}} \quad (\text{LL.110})$$

$$c_2 = 1 - 6,8 (k - 0,07)^2 \quad (\text{LL.111})$$

$$k = \frac{f_{ctm}}{f_{cm}} \quad (\text{LL.112})$$

Si se cumple la condición (LL.101) se considera que el elemento no está fisurado. En caso contrario debería considerarse fisurado.

(108) Si el elemento lámina se considera fisurado, deberían determinarse las fuerzas en las capas exteriores del modelo multicapa mediante las ecuaciones siguientes (figuras LL.3a y 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

$z_x$  y  $z_y$  son los brazos mecánicos para los momentos flectores y las esfuerzos axiales de la membrana;

$y_{xs}, y_{xi}, y_{ys}, y_{yi}$  son las distancias del centro de gravedad de la armadura al plano medio del elemento en las direcciones  $x$  e  $y$ , respecto a los esfuerzos axiales y momentos flectores de la membrana; por 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 del centro de gravedad de la armadura al plano medio del elemento, respecto al momento torsor y a los esfuerzos cortantes de la membrana; por tanto  $z_{yx} = y_{yxs} + y_{yxi}$  y  $z_{xy} = y_{xys} + y_{xyi}$ .

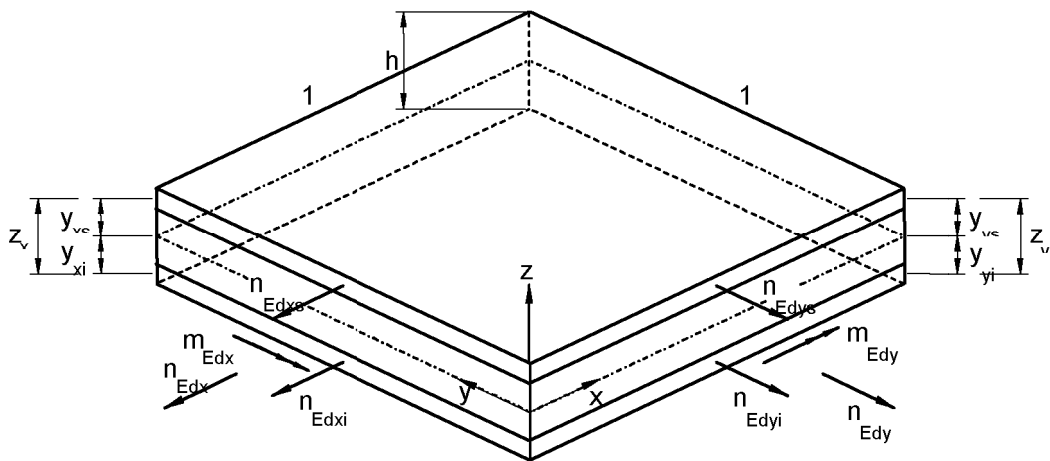


Figura LL.3a – Esfuerzos axiales y momentos flectores en las capas exteriores

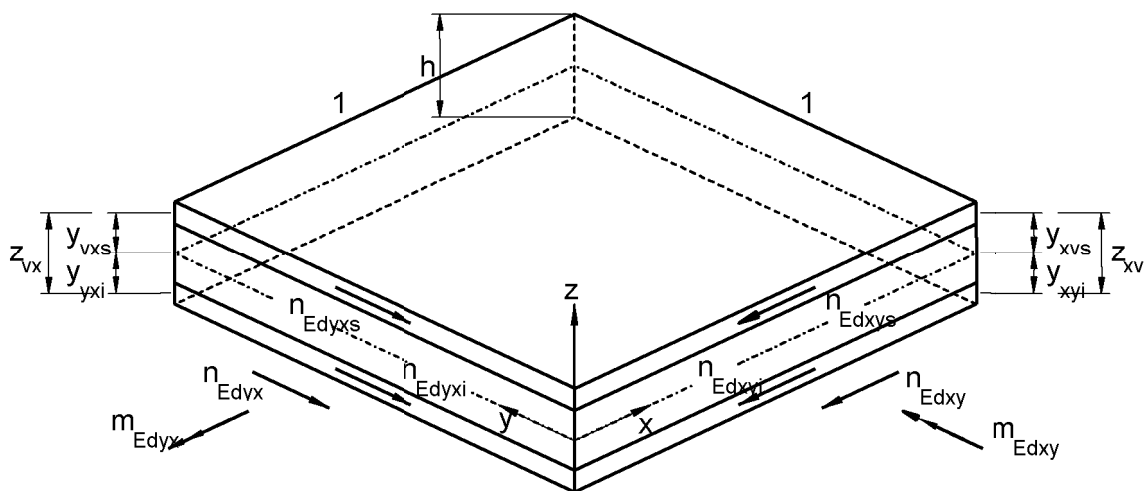


Figura LL.3b – Rasantes de la membrana y momentos torsores en las capas exteriores

Los esfuerzos  $v_{Edx}$  y  $v_{Edy}$  se aplican en la capa interior con un brazo mecánico  $z_c$ , determinado respecto al centro de gravedad de las capas correspondientes de armadura pasiva.

(109) Para el cálculo de la capa interior se debería evaluar el cortante principal  $v_{Edo}$  y su dirección  $\varphi_o$  según:

$$v_{Edo} = \sqrt{v_{Edx}^2 + v_{Edy}^2} \quad (LL.121)$$

$$\tan \varphi_o = \frac{v_{Edy}}{v_{Edx}} \quad (LL.122)$$

(110) En la dirección del cortante principal, el elemento lámina se comporta como una viga y por tanto deberían aplicarse las reglas de cálculo apropiadas. En particular, debería aplicarse el apartado 6.2.2 para los elementos que no necesiten armadura de cortante, y el apartado 6.2.3 para elementos que necesiten armadura de cortante. En la ecuación (6.2.a) debería adoptarse el valor  $\rho_l$  siguiente:

$$\rho_l = \rho_x \cos^2 \varphi_o + \rho_y \sin^2 \varphi_o \quad (LL.123)$$

(111) Cuando es necesaria la armadura de cortante, la fuerza longitudinal obtenida del modelo de celosía  $V_{Edo} \cot \theta$  produce las fuerzas de membrana siguientes en las direcciones  $x$  e  $y$ :

$$n_{Edyc} = \frac{v_{Edy}^2}{v_{Edo}} \cot \theta \quad (LL.124)$$

$$n_{Edxyc} = \frac{v_{Edx} v_{Edy}}{v_{Edo}} \cot \theta \quad (LL.125)$$

$$n_{Edxc} = \frac{v_{Edx}^2}{v_{Edo}} \cot \theta \quad (LL.126)$$

$$n_{Edyxc} = n_{Edxyc} = \frac{v_{Edx} v_{Edy}}{v_{Edo}} \cot \theta \quad (LL.127)$$

(112) Las capas exteriores deberían calcularse como elementos membrana utilizando las reglas de cálculo del apartado 6.109 y del anexo F.

(113) En general, pueden aplicarse las siguientes simplificaciones en relación a las figuras LL.3a y LL.3b:

$$y_{ns} = y_{xs} = y_{ys} \quad (LL.128)$$

$$y_{ni} = y_{xi} = y_{yi} \quad (LL.129)$$

$$y_{ts} = y_{xys} = y_{yxs} \quad (LL.130)$$

$$y_{ti} = y_{xyi} = y_{yxi} \quad (LL.131)$$

$$z_x = z_y = z_n = y_{ns} + y_{ni} \quad (LL.132)$$

$$z_{xy} = z_{yx} = z_t = y_{ts} + y_{ti} \quad (LL.133)$$

En general, puede ignorarse la diferencia entre  $z_n$  y  $z_t$ , y suponer que el espesor de las capas externas es el doble de la distancia del borde al centro de gravedad de la armadura, por 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) En base a las simplificaciones anteriores, los esfuerzos en las capas exteriores pueden determinarse según:

a) en el caso en que no es necesaria armadura de cortante para soportar  $v_{Edx}$  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 en que es necesaria armadura de cortante para soportar  $v_{Edx}$  y  $v_{Edy}$

$$n_{Edxs} = n_{Edx} \frac{z - y_s}{z} + \frac{m_{Edx}}{z} + \frac{1}{2} \frac{v_{Edx}^2}{v_{Edo}} \cot \theta \quad (\text{LL.143})$$

$$n_{Edxi} = n_{Edx} \frac{z - y_i}{z} - \frac{m_{Edx}}{z} + \frac{1}{2} \frac{v_{Edx}^2}{v_{Edo}} \cot \theta \quad (\text{LL.144})$$

$$n_{Edys} = n_{Edy} \frac{z - y_s}{z} + \frac{m_{Edy}}{z} + \frac{1}{2} \frac{v_{Edy}^2}{v_{Edo}} \cot \theta \quad (\text{LL.145})$$

$$n_{Edyi} = n_{Edy} \frac{z - y_i}{z} - \frac{m_{Edy}}{z} + \frac{1}{2} \frac{v_{Edy}^2}{v_{Edo}} \cot \theta \quad (\text{LL.146})$$

$$n_{Edxys} = n_{Edxy} \frac{z - y_s}{z} - \frac{m_{Edxy}}{z} + \frac{1}{2} \frac{v_{Edx} v_{Edy}}{v_{Edo}} \cot \theta \quad (\text{LL.147})$$

$$v_{\text{Edxyi}} = n_{\text{Edxy}} \frac{z - y_i}{z} + \frac{m_{\text{Edxy}}}{z} + \frac{1}{2} \frac{v_{\text{Edx}} v_{\text{Edy}}}{v_{\text{Edo}}} \cot \theta \quad (\text{LL.148})$$

(115) Si no se cumple la comprobación contenida en la ecuación (112), puede seguirse uno de los siguientes procedimientos:

- a) se aumenta el recubrimiento de hormigón y, por tanto, se reduce el brazo mecánico interno;
- b) se utilizan valores diferentes para  $z_n$  y  $z_t$ , siendo  $z_n > z_t$ ; las tensiones internas en el hormigón deberían sumarse vectorialmente;
- c) se aumenta el espesor de la capa, de forma que se cumpla la comprobación del hormigón y se mantiene la armadura en su posición original. Esto producirá una excentricidad de la armadura en la capa y, por tanto, aparecerán momentos flectores internos que debería estar en equilibrio en el elemento lamina. En estas circunstancias, los esfuerzos en la armadura son:

$$n_{\text{Eds}}^* = \left[ n_{\text{Eds}} \left( h - \frac{t_s}{2} - b_i' \right) + n_{\text{Edi}} \left( \frac{t_i}{2} - b_i' \right) \right] / (h - b_i' - b_s') \quad (\text{LL.149})$$

$$n_{\text{Edi}}^* = n_{\text{Eds}} + n_{\text{Edi}} - n_{\text{Eds}}^* \quad (\text{LL.150})$$

donde

$t_s$  y  $t_i$  son los espesores de las capas superior e inferior, respectivamente;

$b_{i,s}'$  es la distancia de la superficie externa de la capa al eje de las armaduras pasivas en dicha capa.

Debería comprobarse la capa interna para un cortante fuera del plano adicional, correspondiente a la fuerza transmitida entre las capas de la armadura pasiva.

## ANEXO MM (Informativo)

## ESFUERZO CORTANTE Y FLEXIÓN TRANSVERSAL

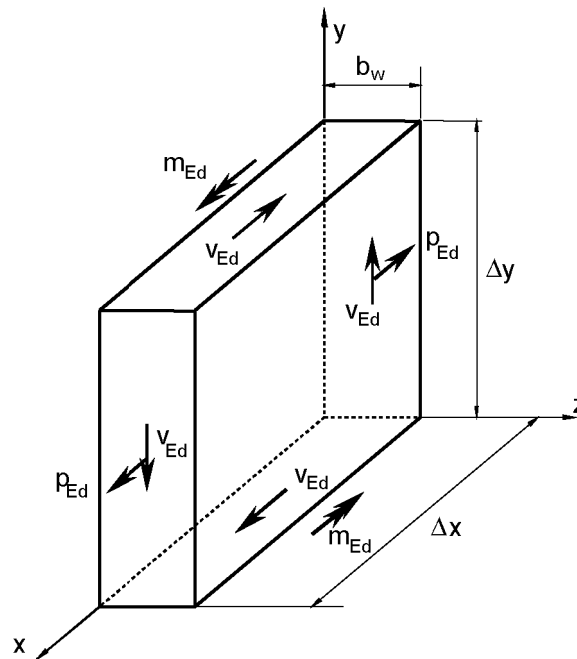
(101) En las almas de las vigas cajón, puede considerarse la interacción entre el cortante y la flexión transversal mediante un modelo multicapa (véase el anexo LL). Para esta aplicación, pueden introducirse las siguientes simplificaciones en el modelo general (figura MM.1):

El cortante por unidad de longitud se debería considerar constante a lo largo de  $\Delta x$  con un valor:  $v_{Ed} = V_{Ed}/\Delta y$ .

El momento transversal por unidad de longitud se debería considerar constante a lo largo de  $\Delta y$  con un valor:  $m_{Ed} = M_{Ed}/\Delta x$ .

Se supone que la fuerza longitudinal es constante a lo largo de  $\Delta y$  con un valor:  $p_{Ed} = P_{Ed}/\Delta y$ .

Se debería despreciar el cortante transversal que aparece debido a la variación del momento flector transversal en la longitud  $\Delta y$ .



**Figura MM.1 – Esfuerzos en un alma**

(102) Teniendo en cuenta las hipótesis anteriores, el modelo multicapa incluye únicamente dos capas sobre las cuales actúan las siguientes tensiones (figura MM.2).

$$\tau_{Ed1} = v_{Ed} \frac{b_w - z_2}{(2b_w - z_1 - z_2) z_1} \quad (\text{MM.101})$$

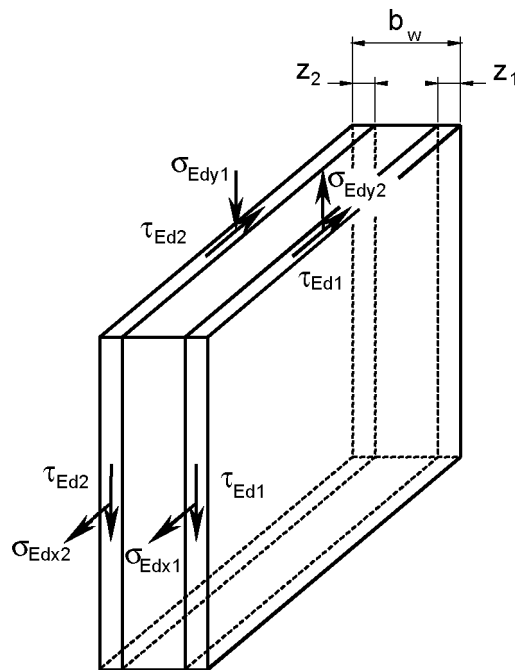
$$\tau_{Ed2} = v_{Ed} \frac{b_w - z_1}{(2b_w - z_1 - z_2) z_2} \quad (\text{MM.102})$$

$$\sigma_{\text{Edy}1} = \frac{m_{\text{Edx}}}{(b_w - (z_1 + z_2)/2)z_1} \quad (\text{MM.103})$$

$$\sigma_{\text{Edy}2} = \frac{m_{\text{Edx}}}{(b_w - (z_1 + z_2)/2)z_2} \quad (\text{MM.104})$$

$$\sigma_{\text{Edx}1} = p_d \frac{b_w - z_2}{(2b_w - z_1 - z_2)z_1} \quad (\text{MM.105})$$

$$\sigma_{\text{Edx}2} = p_d \frac{b_w - z_1}{(2b_w - z_1 - z_2)z_2} \quad (\text{MM.106})$$



**Figura MM.2 – Modelo multicapa modificado**

(103) El cálculo de las dos capas se basa en un procedimiento iterativo, para optimizar el espesor  $z_1$  y  $z_2$ , utilizando el procedimiento contenido en el apartado 6.109 y en el anexo F; pueden suponerse diferentes valores para el ángulo  $\theta_{el}$  y el ángulo  $\theta$  en las dos capas, pero deberían tener un valor constante en cada una de ellas. Si la armadura resultante es excéntrica en las dos capas, deberían aplicarse las ecuaciones (LL.149) y (LL.150) del anexo LL.

(104) Si la fuerza longitudinal calculada es de tracción, puede absorberse mediante una armadura pasiva repartida a lo largo del alma o, como alternativa, puede transferirse a los cordones de tracción y compresión: la mitad al cordón traccionado y la mitad al cordón comprimido.

(105) En el caso de que no exista fuerza longitudinal, se pueden utilizar las reglas del apartado 6.2.4 como una simplificación, pero debe añadirse la armadura de cortante a la armadura de flexión.

## ANEXO NN (Informativo)

## COMPROBACIÓN A FATIGA MEDIANTE TENSIONES DE DAÑO EQUIVALENTE

## NN.1 Generalidades

(101) Este anexo proporciona un procedimiento simplificado para calcular las tensiones de daño equivalente para la comprobación de fatiga de los tableros de puentes de hormigón de carretera y ferrocarril. El procedimiento se basa en los trenes de carga de fatiga indicados en la Norma EN 1991-2.

## NN.2 Puentes de carretera

## NN.2.1 Acero para armaduras pasivas y activas

(101) Los valores indicados en este apartado son únicamente aplicables con el tren de cargas de fatiga tipo 3 modificado de la Norma EN 1991-2.

Para el cálculo de los rangos de tensión de daño equivalente para la comprobación del acero, las cargas por eje del tren de cargas de fatiga tipo 3, deben multiplicarse por los siguientes coeficientes:

1,75 para comprobación en apoyos intermedios de puentes continuos;

1,40 para comprobación en otras áreas.

(102) El rango de tensiones de daño equivalente para la comprobación del acero se debe calcular según:

$$\Delta\sigma_{s,eq} = \Delta\sigma_{s,Ec} \cdot \lambda_s \quad (\text{NN.101})$$

donde

$\Delta\sigma_{s,Ec}$  es el rango de tensiones originado por el tren de cargas de fatiga tipo 3 (según la Norma EN 1991-2) con las cargas de cada eje mayoradas como se indica en el punto (101), en base a la combinación de cargas dada en el apartado 6.8.3 de la Norma EN 1992-1-1;

$\lambda_s$  es el coeficiente de daño equivalente para fatiga que considera las condiciones de la ubicación específica, incluyendo el volumen de tráfico del puente, la vida útil y la luz del elemento.

(103) El coeficiente de corrección  $\lambda_s$  incluye la influencia de la luz, el volumen anual de tráfico, la vida útil, los carriles múltiples, el tipo de tráfico y la rugosidad superficial, y puede calcularse mediante:

$$\lambda_s = \varphi_{fat} \cdot \lambda_{s,1} \cdot \lambda_{s,2} \cdot \lambda_{s,3} \cdot \lambda_{s,4} \quad (\text{NN.102})$$

donde

$\lambda_{s,1}$  es un coeficiente que considera el tipo de elemento (por ejemplo, viga continua) y tiene en cuenta el daño que produce el tráfico dependiendo de la longitud crítica de la línea o el área de influencia;

$\lambda_{s,2}$  es un coeficiente que considera el volumen de tráfico;

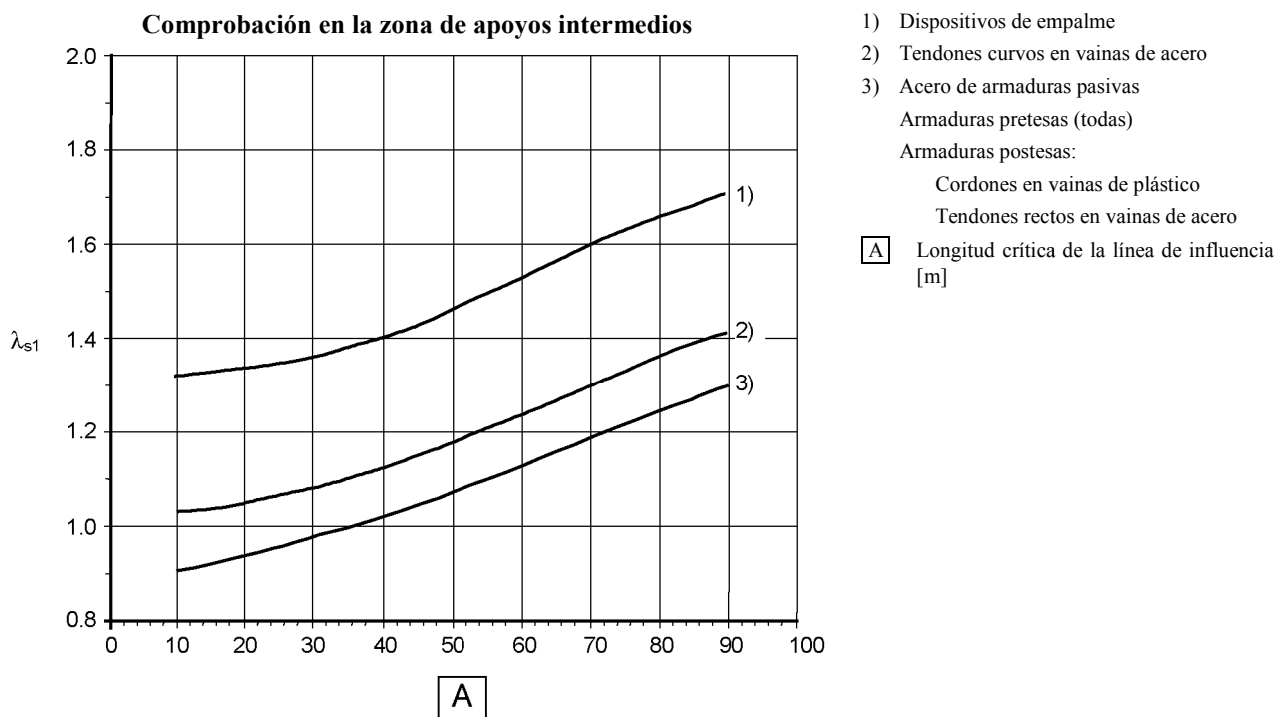
$\lambda_{s,3}$  es un coeficiente que considera la vida útil del puente;

$\lambda_{s,4}$  es un coeficiente que se aplica cuando el elemento estructural está cargado por más de un carril;

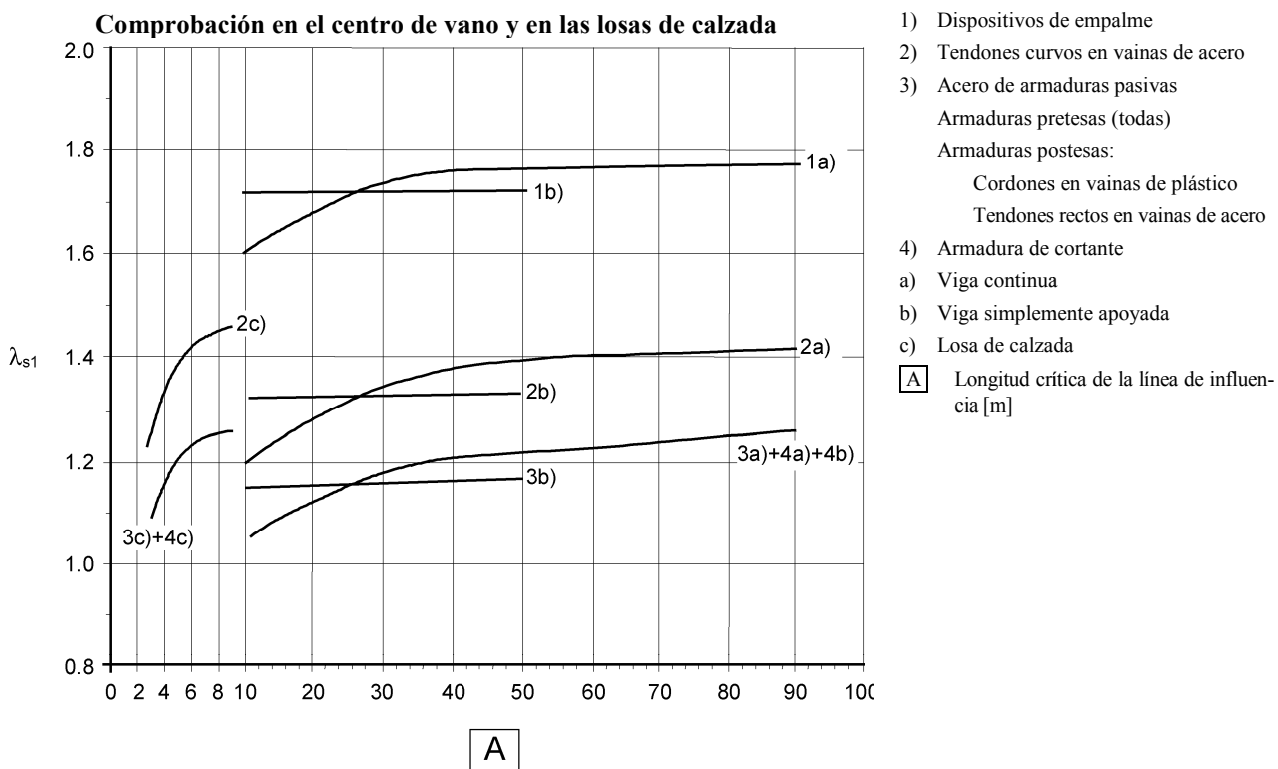
$\varphi_{fat}$  es el coeficiente de impacto de daño equivalente, función de la rugosidad superficial.



(104) Los valores del coeficiente  $\lambda_{s,1}$  indicados en las figuras NN.1 y NN.2 tienen en cuenta la longitud crítica de la línea de influencia y la forma de la curva  $S-N$ .



**Figura NN.1 – Coeficiente  $\lambda_{s,1}$  para la comprobación a fatiga en la zona de apoyos intermedios**



**Figura NN.2 – Coeficiente  $\lambda_{s,1}$  para la comprobación a fatiga en el centro de vano y para los elementos locales**

(105) El coeficiente  $\lambda_{s,2}$  regula la influencia del volumen anual de tráfico y del tipo de tráfico. Se puede calcular mediante la ecuación (NN.103).

$$\lambda_{s,2} = \bar{Q}^{k_2} \sqrt[2,0]{\frac{N_{\text{obs}}}{2,0}} \quad (\text{NN.103})$$

donde

$N_{\text{obs}}$  es el número de camiones al año, según la tabla 4.5 de la Norma 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 la Norma EN 1992-1-1;

$\bar{Q}$  es un coeficiente función del tipo de tráfico, según la tabla NN.1.

**Tabla NN.1 – Coeficientes por tipo de tráfico**

Coeficiente $\bar{Q}$ para	Tipo de tráfico (véase la tabla 4.7 de la Norma 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 útil, y puede calcularse a partir de la ecuación (NN.104):

$$\lambda_{s,3} = k_2 \sqrt[100]{\frac{N_{\text{Years}}}{100}} \quad (\text{NN.104})$$

donde

$N_{\text{Years}}$  es la vida útil del puente.

(107) El coeficiente  $\lambda_{s,4}$  tiene en cuenta la influencia de los carriles de circulación múltiples, y puede calcularse a partir de la ecuación (NN.105).

$$\lambda_{s,4} = k_2 \sqrt[1]{\frac{\sum N_{\text{obs},i}}{N_{\text{obs},1}}} \quad (\text{NN.105})$$

donde

$N_{\text{obs},i}$  es el número previsto de camiones al año en el carril  $i$ ;

$N_{\text{obs},1}$  es el número de camiones al año que circulan por el carril lento.

(108)  $\phi_{\text{fat}}$  es el coeficiente de impacto de daño equivalente según el anexo B de la Norma EN 1991-2.

### NN.3 Puentes de ferrocarril

#### NN.3.1 Acero para armaduras pasivas y activas

(101) El rango de tensiones de daño equivalente para aceros para armaduras pasivas y activas se debe calcular según la ecuación (NN.106).

$$\Delta\sigma_{s, \text{equ}} = \lambda_s \cdot \Phi \cdot \Delta\sigma_{s, 71} \quad (\text{NN.106})$$

donde

$\Delta\sigma_{s, 71}$  es el rango de tensiones en el acero originado por el modelo de carga 71 (y, cuando sea necesario, del SW/0), sin incluir  $\alpha$  según la Norma EN 1991-2, colocado en la posición menos favorable para el elemento considerado. Para el caso de estructuras con varias vías, se debe aplicar el modelo de carga 71 a un máximo de dos vías;

$\lambda_s$  es el coeficiente de corrección para calcular el rango de tensiones de daño equivalente a partir del rango de tensiones originado por  $\Phi \cdot \Delta\sigma_{s, 71}$ ;

$\Phi$  es un coeficiente dinámico según la Norma EN 1991-2.

(102) El coeficiente de corrección  $\lambda_s$ , tiene en cuenta la luz, el volumen de anual tráfico, la vida útil y las vías múltiples. Se calcula a partir de la ecuación:

$$\lambda_s = \lambda_{s,1} \cdot \lambda_{s,2} \cdot \lambda_{s,3} \cdot \lambda_{s,4} \quad (\text{NN.107})$$

donde

$\lambda_{s,1}$  es un coeficiente que depende del tipo de elemento (por ejemplo, vigas continuas) y tiene en cuenta el daño que produce el tráfico en función de la longitud de la línea o el área de influencia;

$\lambda_{s,2}$  es un coeficiente que considera el volumen de tráfico;

$\lambda_{s,3}$  es un coeficiente que considera la vida útil del puente;

$\lambda_{s,4}$  es un coeficiente que se aplica cuando un elemento estructural está 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. Para tráfico normal y tráfico pesado, los valores de  $\lambda_{s,1}$  pueden tomarse de la tabla NN.2 de este anexo. Los valores se han calculado sobre la base de una relación constante entre los momentos flectores y los rangos de tensiones. Los valores indicados para tráfico mixto corresponden a la combinación de trenes tipo dada en el anexo F de la Norma EN 1991-2.

Los valores  $\lambda_{s,1}$  para una longitud crítica de la línea de influencia entre 2 m y 20 m pueden obtenerse a través de 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, 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  $\lambda_{s,2}$  caracteriza la influencia del volumen anual de tráfico y puede calcularse a partir de la ecuación (NN.109).

$$\lambda_{s,2} = k_2 \sqrt[3]{\frac{\text{Vol}}{25 \cdot 10^6}} \quad (\text{NN.109})$$

donde

Vol es el volumen de tráfico (toneladas/año/vía);

$k_2$  es la pendiente de la curva  $S-N$  adecuada, que puede obtenerse de las tablas 6.3N y 6.4N de la Norma EN 1992-1-1.

(105) El valor de  $\lambda_{s,3}$  caracteriza la influencia de la vida útil y puede calcularse a partir de la ecuación (NN.110).

$$\lambda_{s,3} = k_2 \sqrt[3]{\frac{N_{\text{Years}}}{100}} \quad (\text{NN.110})$$

donde

$N_{\text{Years}}$  es la vida útil del puente;

$k_2$  es la pendiente de la curva  $S-N$  adecuada, que puede obtenerse de las tablas 6.3N y 6.4N de la Norma EN 1992-1-1.

(106) El valor  $\lambda_{s,4}$  caracteriza el efecto de las cargas de más de una vía. Para estructuras con vías múltiples se debe aplicar la carga de fatiga a un máximo de dos vías en las posiciones más desfavorables (véase la Norma EN 1991-2). El efecto de la carga en dos vías puede calcularse a partir de la ecuación (NN.111).

$$\lambda_{s,4} = \sqrt[3]{n + (1-n) \cdot s_1^{k_2} + (1-n) \cdot s_2^{k_2}} \quad (\text{NN.111})$$

$$s_1 = \frac{\Delta\sigma_1}{\Delta\sigma_{1+2}} \quad s_2 = \frac{\Delta\sigma_2}{\Delta\sigma_{1+2}}$$

donde

$n$  es la proporción de tráfico que atraviesa el puente simultáneamente (se sugiere para  $n$  un valor de 0,12);

$\Delta\sigma_1, \Delta\sigma_2$  es el rango de tensiones originado por el modelo de cargas 71 actuando sobre una vía en la sección a comprobar;

$\Delta\sigma_{1+2}$  es el rango de tensiones en la misma sección generado por el modelo de cargas 71 actuando en cualquiera de las dos vías, según la Norma EN 1991-2;

$k_2$  es la pendiente de la curva  $S-N$  adecuada que puede obtenerse de las tablas 6.3N y 6.4N de la Norma EN 1992-1-1.

Si sólo aparecen tensiones de compresión bajo las cargas de tráfico de una vía, se establece un valor  $s_j = 0$ .

Tabla NN.2 – Valores  $\lambda_{s,1}$  para vigas simplemente apoyadas y vigas continuas

	$L$ [m]	$s^*$	$h^*$
[1]	$\leq 2$	0,90	0,95
	$\geq 20$	0,65	0,70
[2]	$\leq 2$	1,00	1,05
	$\geq 20$	0,70	0,70
[3]	$\leq 2$	1,25	1,35
	$\geq 20$	0,75	0,75
[4]	$\leq 2$	0,80	0,85
	$\geq 20$	0,40	0,40

Vigas simplemente apoyadas

	$L$ [m]	$s^*$	$h^*$
[1]	$\leq 2$	0,95	1,05
	$\geq 20$	0,50	0,55
[2]	$\leq 2$	1,00	1,15
	$\geq 20$	0,55	0,55
[3]	$\leq 2$	1,25	1,40
	$\geq 20$	0,55	0,55
[4]	$\leq 2$	0,75	0,90
	$\geq 20$	0,35	0,30

Vigas continuas (vano central)

	$L$ [m]	$s^*$	$h^*$
[1]	$\leq 2$	0,90	1,00
	$\geq 20$	0,65	0,65
[2]	$\leq 2$	1,05	1,15
	$\geq 20$	0,65	0,65
[3]	$\leq 2$	1,30	1,45
	$\geq 20$	0,65	0,70
[4]	$\leq 2$	0,80	0,90
	$\geq 20$	0,35	0,35

Vigas continuas (vano extremo)

	$L$ [m]	$s^*$	$h^*$
[1]	$\leq 2$	0,85	0,85
	$\geq 20$	0,70	0,75
[2]	$\leq 2$	0,90	0,95
	$\geq 20$	0,70	0,75
[3]	$\leq 2$	1,10	1,10
	$\geq 20$	0,75	0,80
[4]	$\leq 2$	0,70	0,70
	$\geq 20$	0,35	0,40

Vigas continuas  
(zonas sobre apoyos intermedios) $s^*$  Tráfico mixto normal $h^*$  Tráfico mixto pesado

- [1] Acero de armaduras pasivas, armaduras pretensas (todas), armaduras postesas (cordones en vainas de plástico y tendones rectos en vainas de acero)
- [2] Armaduras postesas (tendones curvos en vainas de acero); curva  $S-N$  con  $k_1 = 3$ ,  $k_2 = 7$  y  $N^* = 10^6$
- [3] Dispositivos de empalme (acero de armaduras activas); curva  $S-N$  con  $k_1 = 3$ ,  $k_2 = 5$  y  $N^* = 10^6$
- [4] Dispositivos de empalme (acero de armaduras pasivas); barras soldadas, incluyendo el cordón de soldadura y las soldaduras a tope; curva  $S-N$  con  $k_1 = 3$ ,  $k_2 = 5$  y  $N^* = 10^7$

Se permite la interpolación entre los valores de  $L$  obtenidos según la ecuación NN.108.

NOTA En la tabla NN.2 no se da ningún valor de  $\lambda_{s,1}$  para tráfico mixto ligero. En el caso de puentes proyectados para soportar tráfico mixto ligero, se pueden adoptar para el coeficiente  $\lambda_{s,1}$  o bien los valores indicados en la tabla NN.2 para tráfico mixto normal, o bien valores determinados a partir de cálculos detallados.

### NN.3.2 Hormigón sometido a compresión

(101) En el caso de hormigón sometido a compresión puede suponerse que la resistencia a fatiga es adecuada si se satisface la siguiente ecuación:

$$14 \cdot \frac{1 - E_{cd, \max, equ}}{\sqrt{1 - R_{equ}}} \geq 6 \quad (NN.112)$$

donde

$$R_{\text{equ}} = \frac{E_{\text{cd,min, equ}}}{E_{\text{cd,máx, equ}}} \quad E_{\text{cd,min, equ}} = \gamma_{\text{sd}} \frac{\sigma_{\text{cd,min, equ}}}{f_{\text{cd, fat}}} \quad E_{\text{cd,máx, equ}} = \gamma_{\text{sd}} \frac{\sigma_{\text{cd,máx, equ}}}{f_{\text{cd, fat}}}$$

$\sigma_{\text{cd,máx, equ}}$  y  $\sigma_{\text{cd,min, equ}}$  son las tensiones superior e inferior del espectro de tensiones de daño equivalente correspondientes al número de ciclos  $N=10^6$ .

NOTA El valor  $\lambda_{\text{sd}}$  debería establecerse en el anexo nacional. El valor recomendado es 1,0.

(102) Las tensiones superior e inferior del espectro de tensiones de daño equivalente se deben calcular conforme a la ecuación (NN.113):

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{cd,máx, equ}} &= \sigma_{\text{c, perm}} + \lambda_{\text{c}} (\sigma_{\text{c,máx, 71}} - \sigma_{\text{c, perm}}) \\ \sigma_{\text{cd,min, equ}} &= \sigma_{\text{c, perm}} - \lambda_{\text{c}} (\sigma_{\text{c, perm}} - \sigma_{\text{c,min, 71}}) \end{aligned} \quad (\text{NN.113})$$

donde

- $\sigma_{\text{c, perm}}$  es la tensión de compresión en el hormigón originada por la combinación característica de acciones, sin el modelo de cargas 71;
- $\sigma_{\text{c,máx, 71}}$  es la tensión máxima de compresión originada por la combinación característica de acciones, incluyendo el modelo de cargas 71 y el coeficiente dinámico  $\Phi$  según la Norma EN 1991-2;
- $\sigma_{\text{c,min, 71}}$  es la tensión mínima de compresión originada por la combinación característica de acciones, incluyendo el modelo de cargas 71 y el coeficiente dinámico  $\Phi$  según la Norma EN 1991-2;
- $\lambda_{\text{c}}$  es el coeficiente de corrección para calcular las tensiones superior e inferior del espectro de tensiones de daño equivalente a partir de las tensiones originadas por el modelo de cargas 71.

NOTA  $\sigma_{\text{c, perm}}$ ,  $\sigma_{\text{c,máx, 71}}$  y  $\sigma_{\text{c,min, 71}}$  no incluyen otras acciones variables (por ejemplo viento, temperatura, etc.).

(103) El coeficiente de corrección  $\lambda_{\text{c}}$  tiene en cuenta las tensiones permanentes, la luz, el volumen anual de tráfico, la vida útil y las vías múltiples. Se calcula a partir de la siguiente ecuación:

$$\lambda_{\text{c}} = \lambda_{\text{c,0}} \cdot \lambda_{\text{c,1}} \cdot \lambda_{\text{c,2,3}} \cdot \lambda_{\text{c,4}} \quad (\text{NN.114})$$

donde

- $\lambda_{\text{c,0}}$  es un coeficiente que considera las tensiones permanentes;
- $\lambda_{\text{c,1}}$  es un coeficiente que depende del tipo de elemento (por ejemplo, viga continua) y tiene en cuenta el daño que produce el tráfico en función de la longitud crítica de la línea o el área de influencia;
- $\lambda_{\text{c,2,3}}$  es un coeficiente que considera el volumen del tráfico y la vida útil del puente;
- $\lambda_{\text{c,4}}$  es un coeficiente que se aplica cuando el elemento estructural está cargado en más de una vía.

(104) El coeficiente  $\lambda_{\text{c,0}}$  caracteriza la influencia de las tensiones permanentes y puede calcularse a partir de la ecuación (NN.115).

$$\lambda_{c,0} = 0,94 + 0,2 \frac{\sigma_{c,perm}}{f_{cd,fat}} \geq 1 \quad \text{para la zona comprimida} \quad (NN.115)$$

$$\lambda_{c,0} = 1 \quad \text{para la zona de tracción precomprimida (incluyendo el efecto del pretensado)}$$

(105) El coeficiente  $\lambda_{c,1}$  es función de la longitud crítica de la línea de influencia y del tráfico. Los valores de  $\lambda_{c,1}$  para tráfico mixto normal y tráfico mixto pesado pueden obtenerse en la tabla NN.2 de este anexo.

Los valores  $\lambda_{c,1}$  para longitudes críticas de la línea de influencia entre 2 m y 20 m pueden obtenerse aplicando la ecuación (NN.108) sustituyendo  $\lambda_{s,1}$  por  $\lambda_{c,1}$ .

(106) El valor  $\lambda_{c,2,3}$  incluye la influencia del volumen anual de tráfico y de la vida útil y puede calcularse a partir de la ecuación (NN.116):

$$\lambda_{c,2,3} = 1 + \frac{1}{8} \log \left[ \frac{\text{Vol}}{25 \cdot 10^6} \right] + \frac{1}{8} \log \left[ \frac{N_{\text{Years}}}{100} \right] \quad (NN.116)$$

donde

Vol es el volumen del tráfico (toneladas/año/vía);

$N_{\text{Years}}$  es la vida útil del puente.

(107) El coeficiente  $\lambda_{c,4}$  caracteriza el efecto de las cargas de más de una vía. Para estructuras con vías múltiples la carga de fatiga se debe aplicar a un máximo de dos vías, en las posiciones más desfavorables (véase la Norma EN 1991-2). El efecto de la carga de dos vías puede calcularse a partir de la ecuación (NN.117):

$$\lambda_{c,4} = 1 + \frac{1}{8} \log n \geq 0,54 \quad \text{para } a \leq 0,8 \quad (NN.117)$$

$$\lambda_{c,4} = 1 \quad \text{para } a > 0,8$$

$$a = \frac{\max(\sigma_{c1}, \sigma_{c2})}{\sigma_{c1+2}} \quad (NN.118)$$

donde

$n$  es la proporción de tráfico que atraviesa el puente simultáneamente (el valor recomendado para  $n$  es 0,12);

$\sigma_{c1}, \sigma_{c2}$  es la tensión de compresión originada por el modelo de cargas 71 en una vía, incluyendo el coeficiente dinámico para el modelo de cargas 71 según la Norma EN 1991-2;

$\sigma_{c1+2}$  es la tensión de compresión originada por el modelo de cargas 71 en dos vías, incluyendo el coeficiente dinámico para el modelo de cargas 71 según la Norma EN 1991-2.

**Tabla NN.3 – Valores de  $\lambda_{c,1}$  para vigas simplemente apoyadas y vigas continuas**

	$L$ [m]	$s^*$	$h^*$
[1]	$\leq 2$	0,70	0,70
	$\geq 20$	0,75	0,75
[2]	$\leq 2$	0,95	1,00
	$\geq 20$	0,90	0,90

Vigas simplemente apoyadas

	$L$ [m]	$s^*$	$h^*$
[1]	$\leq 2$	0,75	0,90
	$\geq 20$	0,55	0,55
[2]	$\leq 2$	1,05	1,15
	$\geq 20$	0,65	0,70

Vigas continuas (vano central)

	$L$ [m]	$s^*$	$h^*$
[1]	$\leq 2$	0,75	0,80
	$\geq 20$	0,70	0,70
[2]	$\leq 2$	1,10	1,20
	$\geq 20$	0,70	0,70

Vigas continuas (vano extremo)

	$L$ [m]	$s^*$	$h^*$
[1]	$\leq 2$	0,70	0,75
	$\geq 20$	0,85	0,85
[2]	$\leq 2$	1,10	1,15
	$\geq 20$	0,80	0,85

Vigas continuas  
(zonas sobre apoyos intermedios) $s^*$  Tráfico mixto normal $h^*$  Tráfico mixto pesado

[1] Zona de compresión

[2] Zona de tracción precomprimida

Se puede interpolar entre los valores de  $L$  obtenidos de la ecuación NN.108 sustituyendo  $\lambda_{s,1}$  por  $\lambda_{c,1}$ .

NOTA La tabla NN.3 no proporciona valores de  $\lambda_{c,1}$  para tráfico mixto ligero. En el caso de puentes proyectados para soportar tráfico mixto ligero, los valores del coeficiente  $\lambda_{c,1}$  pueden adoptar bien los valores indicados en la tabla NN.3 para tráfico mixto normal, o bien valores determinados a partir de cálculos detallados.

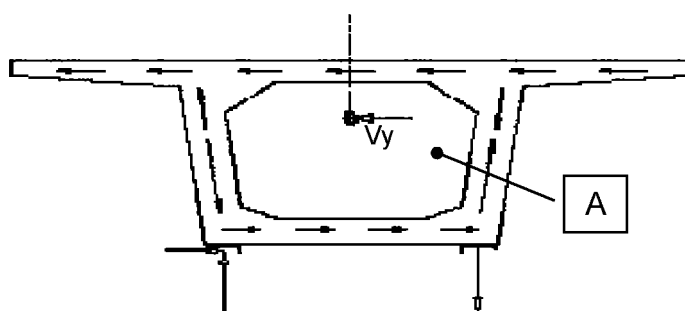


## ANEXO OO (Informativo)

## REGIONES DE DISCONTINUIDAD TÍPICAS EN PUENTES

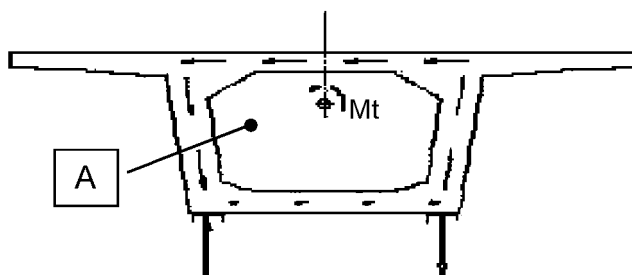
## OO.1 Traviesas de secciones cajón con apoyo directo de las almas del tablero

(101) Las traviesas en las que se colocan los apoyos directamente debajo de las almas de la sección cajón están sometidas a fuerzas originadas por la transferencia del esfuerzo cortante en el plano horizontal (figura OO.1) o, en el caso de que se dispongan dos apoyos, a esfuerzos debidas a la transformación del momento torsor del tablero en un par de fuerzas (figura OO.2).



[A] Traviesa

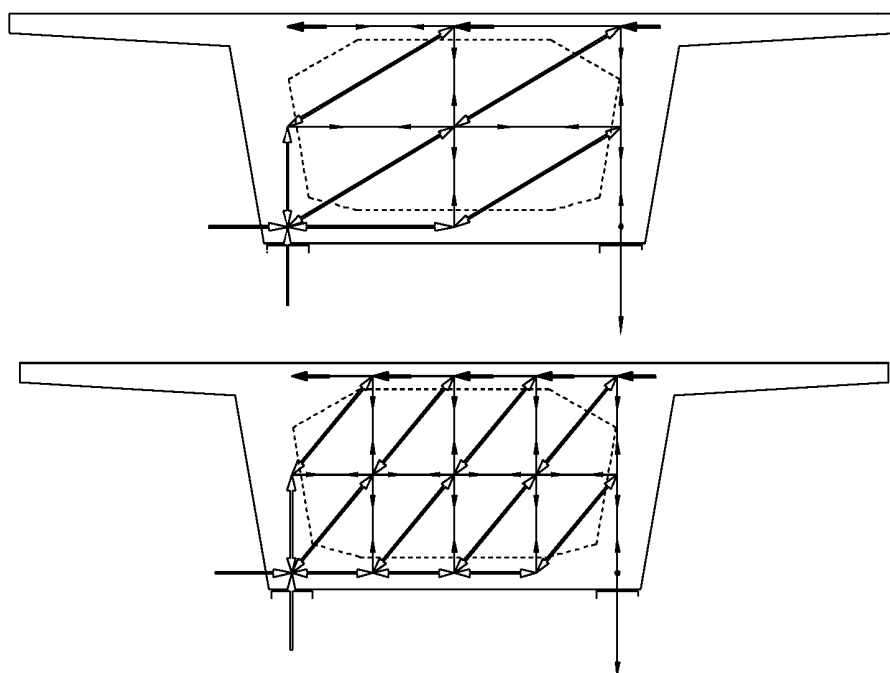
Figura OO.1 – Esfuerzo cortante horizontal y reacciones en los apoyos



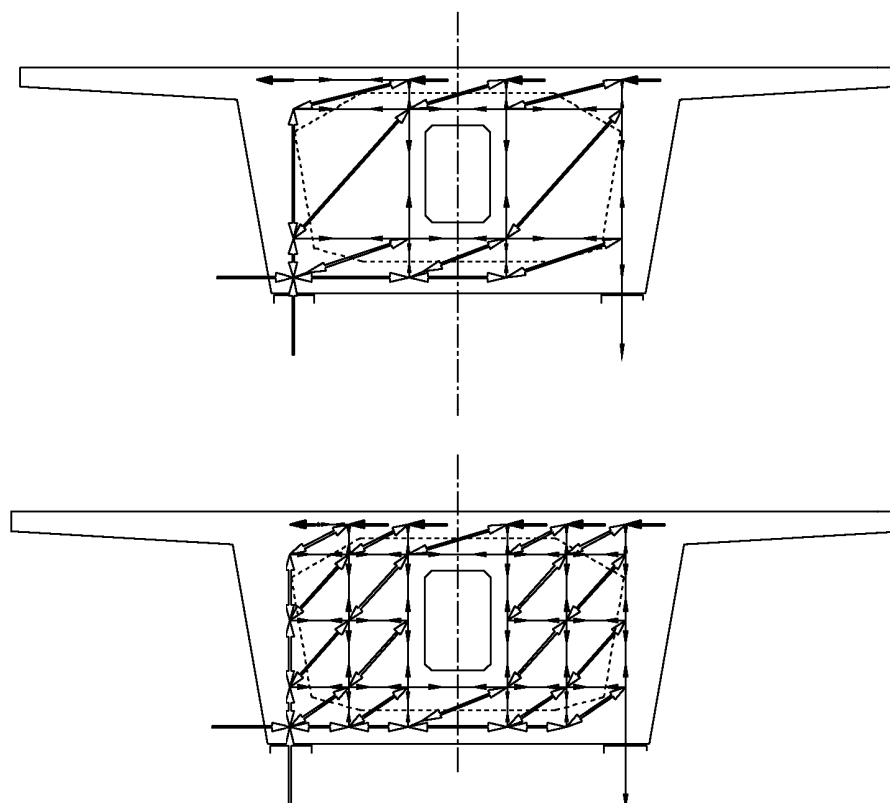
[A] Traviesa

Figura OO.2 – Momento torsor en el tablero y reacciones en los apoyos

(102) En general, en las figuras OO.1 y OO.2 puede observarse que el flujo de esfuerzos en la losa inferior y en las almas se canaliza directamente hacia los apoyos, sin que aparezca ningún esfuerzo inducido en la zona central de la traviesa. Los esfuerzos de la losa superior originan esfuerzos en la traviesa y éstos determinan el dimensionamiento de este elemento. Las figuras OO.3 y OO.4 presentan posibles mecanismos resistentes que se pueden utilizar para determinar la armadura necesaria en elementos de este tipo.



**Figura OO.3 – Modelo de bielas y tirantes para una traviesa maciza sin paso de hombre**



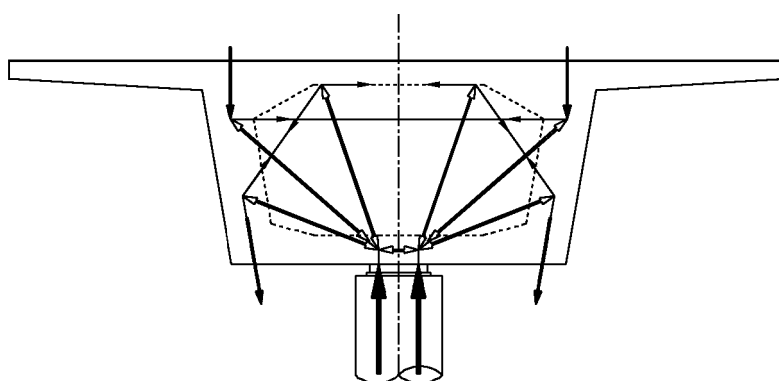
**Figura OO.4 – Modelo de bielas y tirantes para una traviesa maciza con paso de hombre**

(103) En general, no es necesario comprobar los nudos ni las bielas cuando el espesor de las traviesas es mayor o igual que la dimensión de la zona de apoyo en la dirección longitudinal del puente. En este caso, solo es necesario comprobar los nudos de apoyo.

## OO.2 Traviesas con apoyo indirecto de las almas del tablero

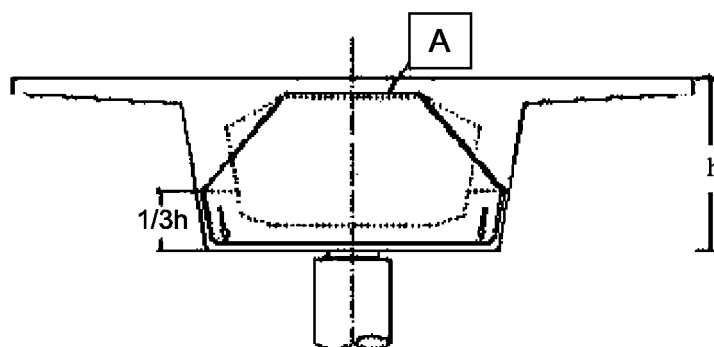
(101) En este caso, además del cortante a lo largo del eje horizontal y, si existe más de un apoyo, el efecto de la torsión, la traviesa debe transferir las fuerzas cortantes verticales, desde las almas al apoyo o apoyos.

Deben comprobarse los nudos de los apoyos utilizando los criterios indicados en los apartados 6.5 y 6.7 de la Norma EN 1992-1-1.



**Figura OO.5 – Traviesas con apoyo indirecto. Modelo de bielas y tirantes**

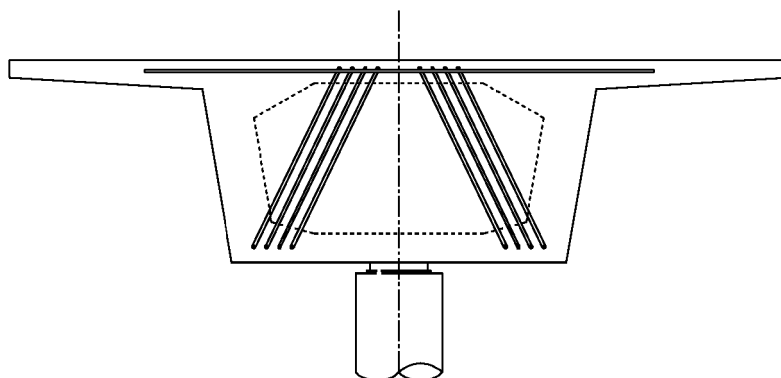
(102) Debería dimensionarse la armadura pasiva para las fuerzas en los tirantes obtenidas de los mecanismos resistentes estudiados, teniendo en cuenta las limitaciones de tracción en la armadura indicadas en el apartado 6.5 de la Norma EN 1992-1-1. En general, debido a la forma en que se transmite el cortante vertical, será necesario disponer armadura de suspensión. Si para esto se utilizan barras inclinadas, se debería prestar especial atención a las condiciones de anclaje (figura OO.6).



**A** Armadura

**Figura OO.6 – Traviesas con apoyo indirecto. Anclaje de la armadura de suspensión**

(103) Si la armadura de suspensión se dispone en forma de estribos cerrados, estos deben abrazar la armadura de la cara superior de la viga cajón (figura OO.7).



**Figura OO.7 – Traviesas con apoyo indirecto. Cercos como armadura de suspensión**

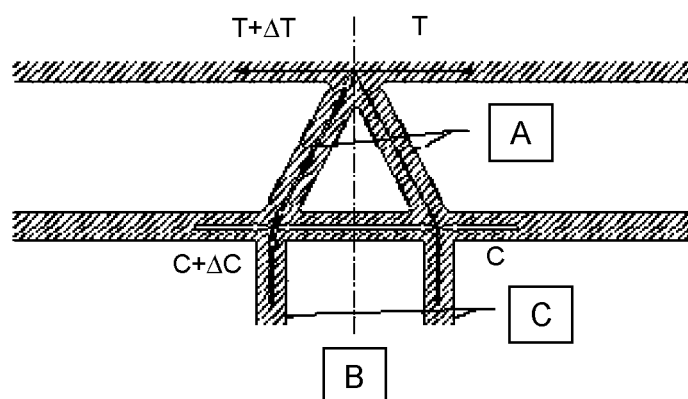
(104) En los casos en los que se utilice el pretensado, por ejemplo para armaduras postesas, el proyecto definirá claramente el orden en que estos se deben tesar (el pretensado de las traviesas debería realizarse, en general, antes del pretensado longitudinal). Debería prestarse especial atención a las pérdidas del pretensado, teniendo en cuenta la escasa longitud de las armaduras.

(105) Además de la armadura pasiva obtenida a partir del mecanismo resistente anterior, se debería disponer armadura de hendimiento, si es necesario, para los esfuerzos concentrados en los apoyos.

### OO.3 Traviesas en tableros empotrados a pilas

(101) En los casos en que el tablero esté empotrado a las pilas, la diferencia entre los momentos del tablero en los vanos adyacentes a cada lado de la pila se debe transferir a dicha pila. La transferencia de este momento generará esfuerzos adicionales respecto a los identificados en los apartados anteriores.

(102) En el caso de traviesas triangulares (figura OO.8), la transferencia de la fuerza vertical y de la fuerza originada por la diferencia de momentos es directa, teniendo en cuenta la continuidad de las bielas comprimidas y el solape o anclaje de la armadura de tracción.



- [A] Traviesa
- [B] Sección longitudinal
- [C] Pila

**Figura OO.8 – Traviesa doble en tablero empotrado a pilas: Sistema equivalente de bielas y tirantes**

(103) En el caso de una traviesa doble vertical, el flujo de esfuerzos del tablero hacia las pilas es más complejo. En este caso es necesario comprobar cuidadosamente la continuidad del flujo de compresiones.

#### OO.4 Traviesas en tableros con sección en doble T y apoyos bajo las almas

(101) En este caso, las traviesas estarán sometidas a esfuerzos generados por la transferencia del cortante en el eje horizontal (figura OO.9) o, en el caso de que existan dos apoyos, esfuerzos debidos a la transformación del momento torsor del tablero en un par de fuerzas (figura OO.10).

(102) En general, puede observarse en las figuras OO.9 y OO.10, que el flujo de esfuerzos de las almas se canaliza directamente a los apoyos sin la aparición de ningún esfuerzo en la zona central de la traviesa. Los esfuerzos de la losa superior esfuerzo fuerzas aplicados en la traviesa y se deben considerar en el cálculo.

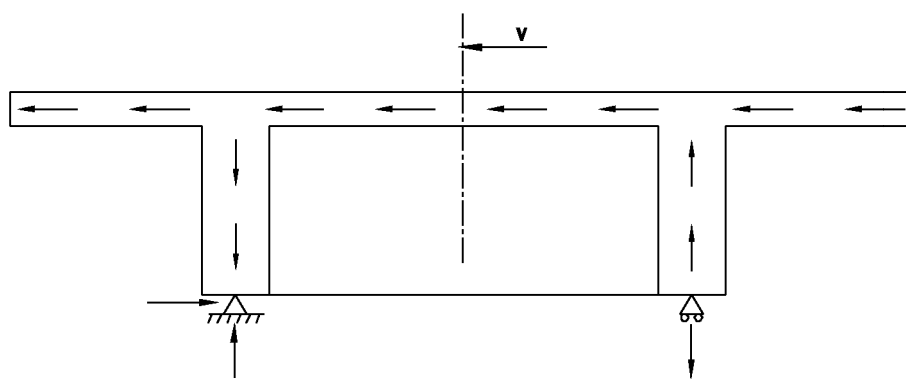


Figura OO.9 – Esfuerzo cortante horizontal y reacciones en apoyos

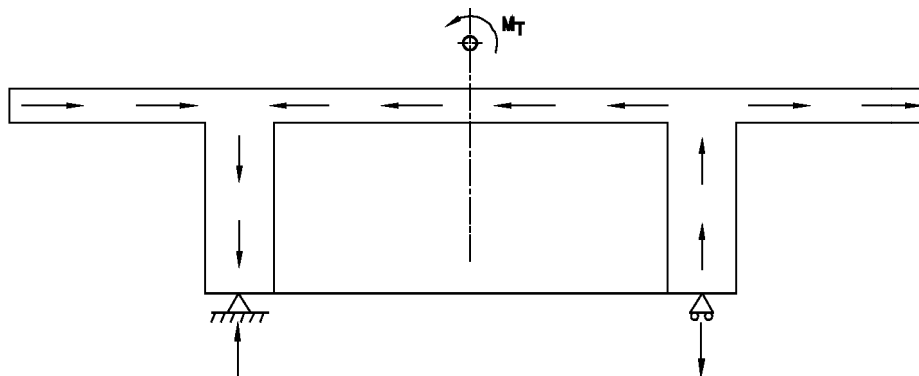
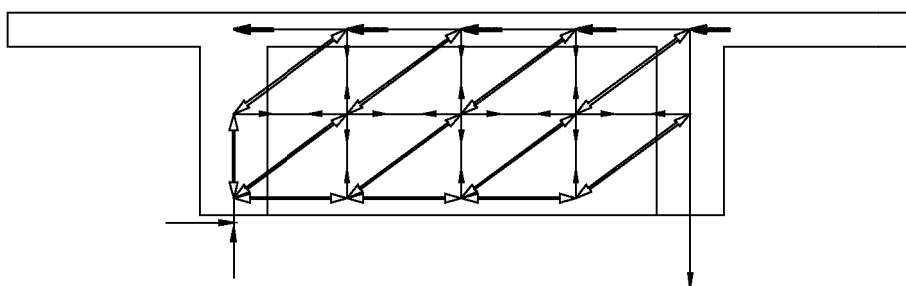


Figura OO.10 – Torsión en el tablero y reacciones en los apoyos

La figura OO.11 muestra un posible mecanismo resistente que permite dimensionar la armadura necesaria.

En general, si el espesor de la traviesa es mayor o igual que la dimensión del área de apoyo en la dirección longitudinal del puente, no será necesario comprobar los nudos de acuerdo con el apartado 6.5 de la Norma EN 1992-1-1.



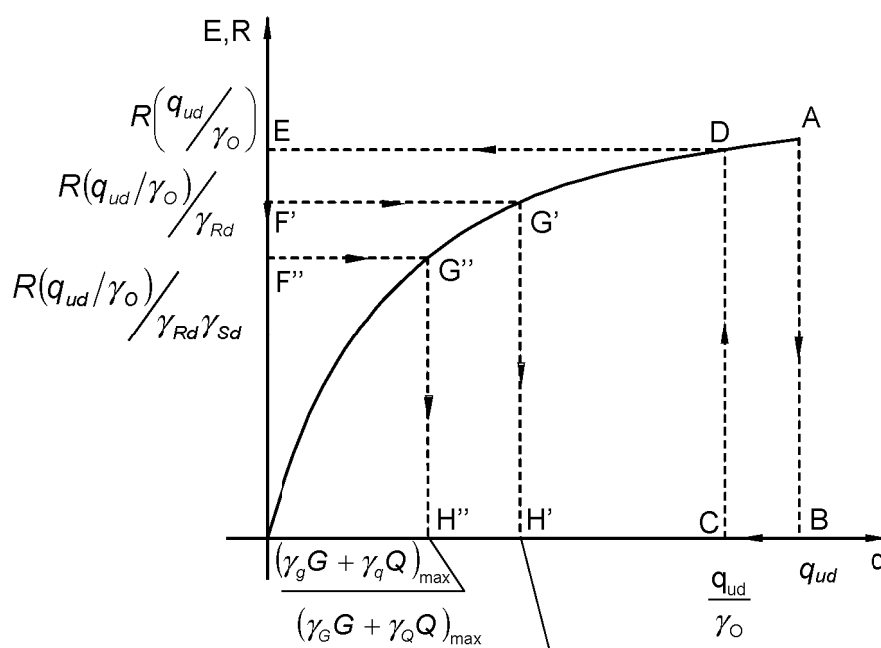
**Figura OO.11 – Modelo de bielas y tirantes para una traviesa típica de una losa**

## ANEXO PP (Informativo)

## FORMATO DE SEGURIDAD PARA EL CÁLCULO NO LINEAL

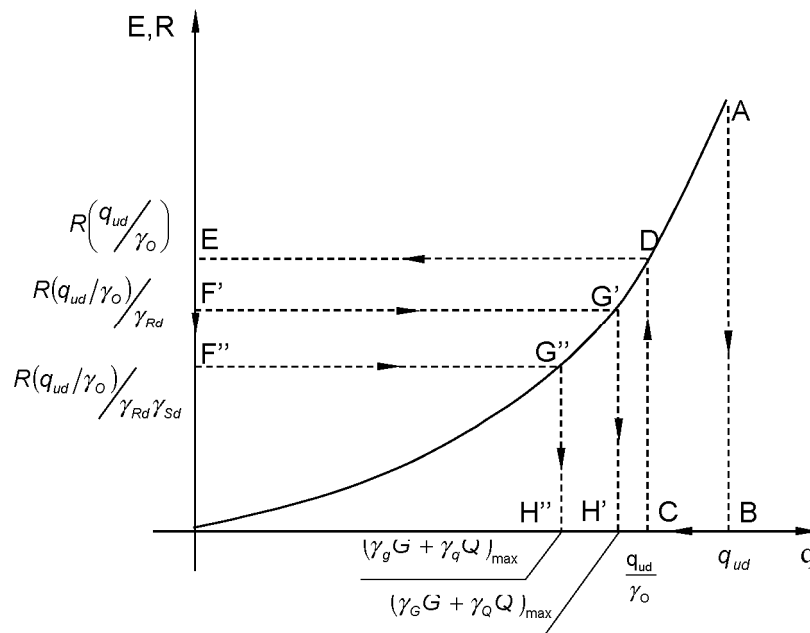
## PP.1 Aplicación práctica

(101) En el caso de combinación escalar de esfuerzos, en las figuras PP.1 y PP.2, se muestra esquemáticamente la aplicación inversa de las condiciones (5.102 aN) y (5.102 bN) para comportamiento estructural sobreproporcional e infraproporcional, respectivamente.



A Punto final del cálculo no lineal

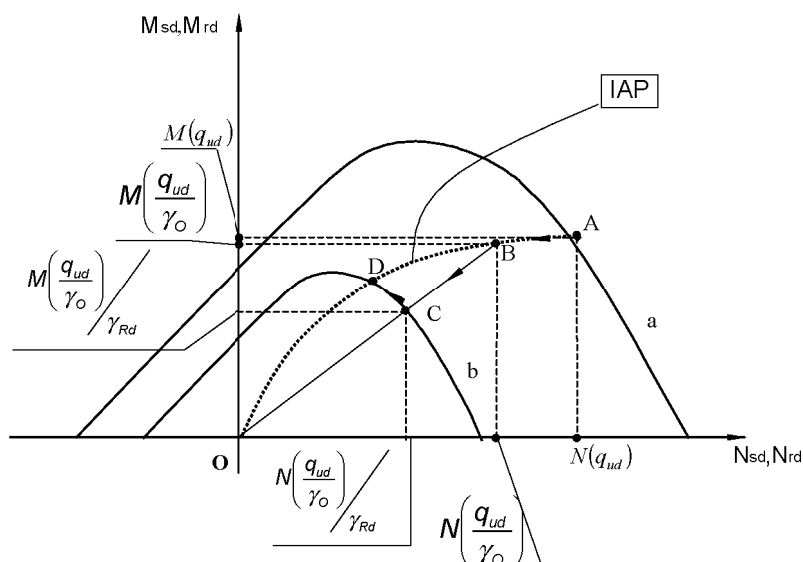
**Figura PP.1 – Aplicación del formato de seguridad para un comportamiento escalar infraproporcional**



**A** Punto final del cálculo no lineal

**Figura PP.2 – Aplicación del formato de seguridad para un comportamiento escalar sobreproporcional**

(102) En el caso de combinación vectorial de esfuerzos, la aplicación de las condiciones (5.102 aN) y (5.102 bN) se ilustra en la figuras PP.3 y PP.4 para comportamiento estructural infraproportional y sobreproporcional, respectivamente. La curva "a" representa la situación de rotura mientras la curva "b" se obtiene escalando esta última línea, mediante los coeficientes parciales de seguridad  $\gamma_{Rd}$  y  $\gamma_o$ .

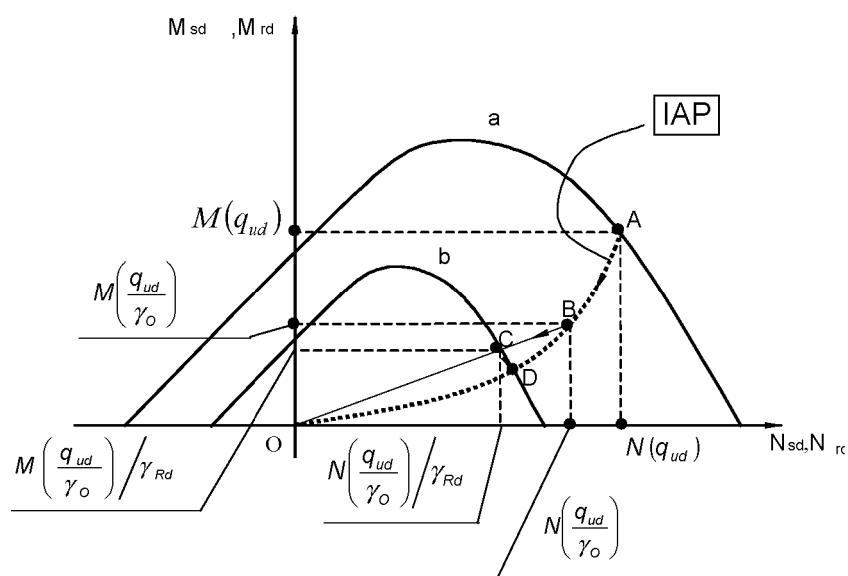


**A** Punto final del cálculo no lineal

**IAP** Trayectoria de esfuerzos

**Figura PP.3 – Aplicación del formato de seguridad para una combinación vectorial (M,N) y un comportamiento infraproporcional**





**A** Punto final del cálculo no lineal

**IAP** Trayectoria de esfuerzos

**Figura PP.4 – Aplicación del formato de seguridad para una combinación vectorial (M,N) y un comportamiento sobreproporcional**

En ambas figuras, D representa la intersección entre la trayectoria de esfuerzos y el dominio de seguridad "b".

Debería comprobarse que el punto de coordenadas

$$M(\gamma_G G + \gamma_Q Q) \quad \text{y} \quad N(\gamma_G G + \gamma_Q Q)$$

es decir, el punto correspondiente a los esfuerzos (efectos de las acciones mayoradas), permanece dentro del dominio de seguridad "b".

Se aplica un procedimiento equivalente cuando se introduce el coeficiente parcial que considera la incertidumbre del modelo  $\gamma_{sd}$ , pero sustituyendo  $\gamma_{Rd}$  por  $\gamma_{Rd}\gamma_{sd}$ , y  $\gamma_G$ ,  $\gamma_Q$  por  $\gamma_G$ ,  $\gamma_Q$ .

Los mismos procedimientos se aplican para la combinación de  $N/M_x/M_y$  o  $n_x/n_y/n_{xy}$ .

NOTA Si se utiliza el procedimiento con  $\gamma_{Rd} = \gamma_{sd} = 1$  y  $\gamma_\gamma = 1,27$  se satisface la comprobación de seguridad  $M_{Ed} \leq M_{Rd}(q_{ud}/\gamma_\gamma)$  y  $N_{Ed} \leq N_{Rd}(q_{ud}/\gamma_\gamma)$ .

**ANEXO QQ (Informativo)****CONTROL DE LA FISURACIÓN POR CORTANTE EN LAS ALMAS**

En la actualidad, la predicción de la fisuración por cortante en las almas está vinculada a una gran incertidumbre de modelo.

Cuando se considere necesario comprobar la fisuración por cortante, particularmente en elementos pretensados, puede determinarse la armadura pasiva necesaria para el control de la fisuración de la forma siguiente:

1. La resistencia a tracción del hormigón,  $f_{ctb}$ , en las almas, dependiente de la dirección, debería calcularse como:

$$f_{ctb} = \left( 1 - 0,8 \frac{\sigma_3}{f_{ck}} \right) f_{ctk;0,05} \quad (QQ.101)$$

donde

$f_{ctb}$  es la resistencia a tracción en el hormigón antes de la fisuración en un estado de tensiones biaxial;

$\sigma_3$  es la mayor tensión principal de compresión, tomada como positiva.

$$\sigma_3 < 0,6 f_{ck}$$

2. Se compara la mayor tensión principal de tracción  $\sigma_1$  en el alma, con la correspondiente resistencia  $f_{ctb}$  obtenida de la ecuación (QQ.101).

Si  $\sigma_1 < f_{ctb}$ , se debería disponer la armadura mínima en la dirección longitudinal, según lo indicado en el apartado 7.3.2.

Si  $\sigma_1 \geq f_{ctb}$ , se debería controlar la fisuración según lo indicado en el apartado 7.3.3 o, como alternativa calcular y comprobar de acuerdo con los apartados 7.3.4 y 7.3.1, teniendo en cuenta el ángulo de desviación entre la tensión principal y las direcciones de las armaduras.



---

---

**AENOR** Asociación Española de  
Normalización y Certificación

Génova, 6  
28004 MADRID-España

[info@aenor.es](mailto:info@aenor.es)  
[www.aenor.es](http://www.aenor.es)

Tel.: 902 102 201  
Fax: 913 104 032