

Febrero 2011

TÍTULO

Eurocódigo 4: Proyecto de estructuras mixtas de acero y hormigón

Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificación

Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings.

Eurocode 4: Calcul des structures mixtes acier-béton. Partie 1-1: Règles générales et règles pour les bâtiments.

CORRESPONDENCIA

Esta norma es la versión oficial, en español, de las Normas Europeas EN 1994-1-1:2004 y EN 1994-1-1:2004/AC:2009.

OBSERVACIONES

Esta norma anula y sustituye a la Norma UNE-ENV 1994-1-1:1995.

ANTECEDENTES

Esta norma ha sido elaborada por el SC 4 *Estructuras mixtas de acero y hormigón* cuya Secretaría desempeña CALIDAD SIDERÚRGICA S.R.L., dentro del AEN/CTN 140 *Eurocódigos estructurales* cuya Secretaría desempeña SEOPAN.

AENOR

NORMA EUROPEA
EUROPEAN STANDARD
NORME EUROPÉENNE
EUROPÄISCHE NORM

EN 1994-1-1

Diciembre 2004

+AC

Abril 2009

ICS 91.010.30; 91.080.10; 91.080.40

Sustituye a ENV 1994-1-1:1992

Versión en español

Eurocódigo 4: Proyecto de estructuras mixtas de acero y hormigón Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificación

Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings.

Eurocode 4: Calcul des structures mixtes acier-béton. Partie 1-1: Règles générales et règles pour les bâtiments.

Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton. Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für den Hochbau.

Esta norma europea ha sido aprobada por CEN el 2004-05-27.

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

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

ÍNDICE

	Página
PRÓLOGO	10
CAPÍTULO 1 GENERALIDADES	14
1.1 Objeto y campo de aplicación.....	14
1.1.1 Objeto y campo de aplicación del Eurocódigo 4.....	14
1.1.2 Objeto y campo de aplicación de la parte 1-1 del Eurocódigo 4.....	14
1.2 Normas para consulta	15
1.2.1 Normas para consulta generales	15
1.2.2 Otras normas para consulta	15
1.3 Consideraciones	16
1.4 Distinción entre principios y reglas de aplicación	16
1.5 Términos y definiciones	16
1.5.1 Generalidades	16
1.5.2 Términos y definiciones adicionales usados en esta norma	16
1.6 Símbolos	17
CAPÍTULO 2 BASES DE PROYECTO	29
2.1 Requisitos	29
2.2 Principio del cálculo con el método de los estados límite	29
2.3 Variables básicas	29
2.3.1 Acciones e influencia ambiental	29
2.3.2 Propiedades del material y del producto	29
2.3.3 Clasificación de las acciones	29
2.4 Comprobación con el método de los coeficientes parciales de seguridad	30
2.4.1 Valores de cálculo.....	30
2.4.1.1 Valores de cálculo de las acciones.....	30
2.4.1.2 Valores de cálculo de las propiedades del material o del producto.....	30
2.4.1.3 Valores de cálculo de los datos geométricos.....	30
2.4.1.4 Valores de cálculo de las resistencias.....	31
2.4.2 Combinación de acciones.....	31
2.4.3 Comprobación del equilibrio estático (EQU).....	31
CAPÍTULO 3 MATERIALES	32
3.1 Hormigón	32
3.2 Acero de la armadura pasiva	32
3.3 Acero estructural.....	32
3.4 Dispositivos de unión.....	32
3.4.1 Generalidades	32
3.4.2 Pernos conectadores con cabeza.....	32
3.5 Chapa nervada para losas mixtas de edificación.....	32
CAPÍTULO 4 DURABILIDAD	33
4.1 Generalidades	33
4.2 Chapa nervada para losas mixtas de edificación.....	33
CAPÍTULO 5 CÁLCULO ESTRUCTURAL	34
5.1 Modelización estructural para el cálculo.....	34
5.1.1 Modelización estructural y supuestos básicos.....	34
5.1.2 Modelización de las uniones	34
5.1.3 Interacción suelo-estructura.....	34

5.2	Estabilidad estructural.....	34
5.2.1	Efectos de la deformada de la estructura	34
5.2.2	Métodos de análisis para edificación	35
5.3	Imperfecciones.....	36
5.3.1	Bases	36
5.3.2	Imperfecciones de las edificaciones.....	36
5.3.2.1	Generalidades	36
5.3.2.2	Imperfecciones globales	36
5.3.2.3	Imperfecciones de los elementos.....	36
5.4	Cálculo de los efectos de las acciones	37
5.4.1	Métodos para el análisis global	37
5.4.1.1	Generalidades	37
5.4.1.2	Anchura eficaz de las alas para la deformabilidad por rasante	37
5.4.2	Análisis lineal elástico	39
5.4.2.1	Generalidades	39
5.4.2.2	Fluencia y retracción.....	39
5.4.2.3	Efectos de la fisuración del hormigón.....	40
5.4.2.4	Etapas y secuencia constructiva	40
5.4.2.5	Efectos de la temperatura	40
5.4.2.6	Pretensado mediante deformaciones impuestas controladas.....	41
5.4.3	Análisis global no lineal	41
5.4.4	Análisis lineal elástico con redistribución limitada en edificación	41
5.4.5	Análisis global rígido-plástico para edificación	42
5.5	Clasificación de las secciones transversales.....	43
5.5.1	Generalidades	43
5.5.2	Clasificación de las secciones mixtas no embebidas en hormigón.....	44
5.5.3	Clasificación de secciones mixtas embebidas en hormigón, para edificación	44
CAPÍTULO 6 ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS.....		46
6.1	Vigas	46
6.1.1	Vigas de edificación	46
6.1.2	Anchura eficaz para la comprobación de las secciones transversales	47
6.2	Resistencia de las secciones transversales de vigas.....	47
6.2.1	Resistencia a flexión	47
6.2.1.1	Generalidades	47
6.2.1.2	Momento plástico resistente $M_{pl,Rd}$ de una sección mixta.....	47
6.2.1.3	Momento plástico resistente de secciones con conexión parcial en edificación.....	49
6.2.1.4	Resistencia a flexión no lineal.....	50
6.2.1.5	Resistencia elástica a flexión.....	52
6.2.2	Resistencia a cortante.....	52
6.2.2.1	Objeto y campo de aplicación.....	52
6.2.2.2	Resistencia plástica a cortante.....	52
6.2.2.3	Resistencia a la abolladura por cortante	52
6.2.2.4	Flexión y cortante	52
6.3	Resistencia de las secciones transversales de vigas de edificación parcialmente embebidas	53
6.3.1	Objeto y campo de aplicación.....	53
6.3.2	Resistencia a flexión	54
6.3.3	Resistencia a cortante.....	54
6.3.4	Flexión y cortante	55
6.4	Pandeo lateral de vigas mixtas	55
6.4.1	Generalidades	55
6.4.2	Comprobación del pandeo lateral de vigas mixtas continuas con secciones transversales de clase 1, 2 y 3 para edificación.....	56
6.4.3	Comprobación simplificada para edificación sin cálculo directo.....	58

6.5	Fuerzas transversales en el alma.....	58
6.5.1	Generalidades	58
6.5.2	Pandeo del alma producido por el ala	59
6.6	Conexión.....	59
6.6.1	Generalidades	59
6.6.1.1	Bases de proyecto	59
6.6.1.2	Limitación del uso de la conexión parcial en vigas de edificación.....	60
6.6.1.3	Separación entre los conectadores en vigas de edificación	61
6.6.2	Esfuerzo rasante en vigas de edificación	61
6.6.2.1	Vigas en las que la resistencia de una o más secciones transversales se determina mediante la teoría no lineal o elástica	61
6.6.2.2	Vigas en las que la resistencia de las secciones transversales se determina mediante la teoría plástica	61
6.6.3	Pernos conectadores con cabeza en las losas macizas y el hormigón envolvente.....	62
6.6.3.1	Valor de cálculo de la resistencia	62
6.6.3.2	Influencia de la tracción en la resistencia a cortante.....	62
6.6.4	Valor de cálculo de la resistencia de los pernos conectadores con cabeza usados con chapa nervada en edificación.....	63
6.6.4.1	Chapa con los nervios paralelos a las vigas de apoyo.....	63
6.6.4.2	Chapa con los nervios transversales a las vigas de apoyo.....	63
6.6.4.3	Solicitud biaxial de los conectadores.....	64
6.6.5	Detalles constructivos de la conexión e influencia de la ejecución	65
6.6.5.1	Resistencia a la separación	65
6.6.5.2	Recubrimiento y hormigonado en edificación	65
6.6.5.3	Armadura local en la losa	65
6.6.5.4	Nervios distintos de los formados por la chapa nervada.....	65
6.6.5.5	Separación de los conectadores	66
6.6.5.6	Dimensiones del ala de acero	66
6.6.5.7	Pernos conectadores con cabeza.....	67
6.6.5.8	Pernos conectadores con cabeza usados con chapa nervada en edificación	67
6.6.6	Rasante en losas de hormigón	67
6.6.6.1	Generalidades	67
6.6.6.2	Valor de cálculo de la resistencia a rasante.....	67
6.6.6.3	Armadura transversal mínima.....	68
6.6.6.4	Rasante y armadura transversal en vigas de edificación	68
6.7	Pilares mixtos y otros elementos mixtos comprimidos.....	70
6.7.1	Generalidades	70
6.7.2	Método general de cálculo	72
6.7.3	Método de cálculo simplificado	72
6.7.3.1	Generalidades y campo de aplicación.....	72
6.7.3.2	Resistencia de las secciones transversales	73
6.7.3.3	Rigidez eficaz a flexión, contribución del acero y esbeltez relativa.....	75
6.7.3.4	Métodos de análisis e imperfecciones de los elementos	76
6.7.3.5	Resistencia de elementos comprimidos.....	77
6.7.3.6	Resistencia de elementos bajo una combinación de compresión y flexión.....	79
6.7.3.7	Combinación de compresión y flexión biaxial	79
6.7.4	Conexión e introducción de las carga	80
6.7.4.1	Generalidades	80
6.7.4.2	Introducción de las cargas.....	80
6.7.4.3	Rasante fuera de las zonas de introducción de las cargas.....	83
6.7.5	Disposiciones para detalles constructivos.....	84
6.7.5.1	Recubrimiento de hormigón para perfiles de acero y armaduras	84
6.7.5.2	Armadura longitudinal y transversal	84

6.8	Fatiga.....	85
6.8.1	Generalidades	85
6.8.2	Coefficientes parciales de seguridad para la evaluación a fatiga de los edificios	85
6.8.3	Resistencia a fatiga	85
6.8.4	Fuerzas internas y cargas de fatiga.....	86
6.8.5	Tensiones.....	86
6.8.5.1	Generalidades	86
6.8.5.2	Hormigón	86
6.8.5.3	Acero estructural.....	87
6.8.5.4	Armadura.....	87
6.8.5.5	Conexión.....	88
6.8.6	Carreras de tensión	88
6.8.6.1	Acero estructural y armadura.....	88
6.8.6.2	Conexión.....	89
6.8.7	Comprobación a fatiga basada en las carreras de tensión nominal.....	89
6.8.7.1	Acero estructural, armadura y hormigón	89
6.8.7.2	Conexión.....	89
CAPÍTULO 7 ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO		91
7.1	Generalidades	91
7.2	Tensiones.....	91
7.2.1	Generalidades	91
7.2.2	Limitación de las tensiones en edificación	92
7.3	Deformaciones en edificación	92
7.3.1	Flechas.....	92
7.3.2	Vibraciones	93
7.4	Fisuración del hormigón	93
7.4.1	Generalidades	93
7.4.2	Armadura mínima.....	94
7.4.3	Control de la fisuración debida a cargas directas.....	95
CAPÍTULO 8 UNIONES MIXTAS EN PÓRTICOS DE EDIFICACIÓN		97
8.1	Objeto y campo de aplicación.....	97
8.2	Análisis, modelización y clasificación	97
8.2.1	Generalidades	97
8.2.2	Análisis elástico global	98
8.2.3	Clasificación de las uniones	98
8.3	Métodos de cálculo	98
8.3.1	Bases y campo de aplicación.....	98
8.3.2	Resistencia.....	98
8.3.3	Rigidez rotacional.....	98
8.3.4	Capacidad rotacional	98
8.4	Resistencia de los componentes	99
8.4.1	Objeto y campo de aplicación.....	99
8.4.2	Componentes básicos de la unión.....	99
8.4.2.1	Armadura longitudinal traccionada	99
8.4.2.2	Chapa de contacto sometida a compresión	100
8.4.3	Alma de pilar sometida a compresión transversal.....	100
8.4.4	Componentes armados.....	100
8.4.4.1	Alma de pilar sometida a cortante	100
8.4.4.2	Alma de pilar sometida a compresión transversal.....	101
CAPÍTULO 9 LOSAS MIXTAS DE EDIFICACIÓN CON CHAPA NERVADA		102
9.1	Generalidades	102
9.1.1	Objeto y campo de aplicación.....	102

9.1.2	Definiciones	102
9.1.2.1	Tipos de conexión	102
9.1.2.2	Conexión total y conexión parcial.....	103
9.2	Disposiciones para detalles constructivos.....	103
9.2.1	Espesor de la losa y armaduras.....	103
9.2.2	Áridos	104
9.2.3	Requisitos de los apoyos.....	104
9.3	Acciones y efectos de las acciones.....	105
9.3.1	Situaciones de proyecto.....	105
9.3.2	Cargas sobre las chapas de acero nervadas actuando como encofrado.....	105
9.3.3	Cargas actuando como losa mixta.....	106
9.4	Determinación de esfuerzos	106
9.4.1	Chapas de acero nervadas actuando como encofrado.....	106
9.4.2	Análisis de la losa mixta	106
9.4.3	Anchura eficaz de la losa mixta para cargas concentradas puntuales y lineales	106
9.5	Comprobación de las chapas de acero nervadas como encofrado en los estados límite últimos	108
9.6	Comprobación de las chapas de acero nervadas como encofrado en los estados límite de servicio	108
9.7	Comprobación de las losas mixtas en los estados límite últimos	108
9.7.1	Criterios de proyecto.....	108
9.7.2	Flexión	108
9.7.3	Esfuerzo rasante en losas sin anclaje extremo	110
9.7.4	Esfuerzo rasante en losas con anclaje extremo	111
9.7.5	Cortante	112
9.7.6	Punzonamiento	112
9.8	Comprobación de las losas mixtas en los estados límite de servicio.....	112
9.8.1	Control de la fisuración del hormigón	112
9.8.2	Flechas	113

ANEXO A (Informativo) RIGIDEZ DE LOS COMPONENTES DE UNA UNIÓN EN EDIFICACIÓN		115
A.1	Objeto y campo de aplicación.....	115
A.2	Coeficientes de rigidez.....	115
A.2.1	Componentes básicos de la unión.....	115
A.2.1.1	Armadura longitudinal de acero traccionada.....	115
A.2.1.2	Chapa de contacto de acero sometida a compresión	115
A.2.2	Otros componentes de las uniones mixtas	117
A.2.2.1	Alma de pilar sometida a cortante	117
A.2.2.2	Alma de pilar sometida a compresión transversal.....	117
A.2.3	Componentes armados.....	117
A.2.3.1	Alma de pilar sometida a cortante	117
A.2.3.2	Alma de pilar sometida a compresión transversal.....	117
A.3	Deformación de la conexión.....	118

ANEXO B (Informativo) ENSAYOS NORMALIZADOS		119
B.1	Generalidades	119
B.2	Ensayos de conectadores.....	119
B.2.1	Generalidades	119
B.2.2	Disposición de los ensayos.....	119
B.2.3	Preparación de las probetas	120
B.2.4	Procedimiento de ensayo.....	121
B.2.5	Evaluación del ensayo	121
B.3	Ensayos de losas mixtas en forjados	122
B.3.1	Generalidades	122

B.3.2	Disposición de los ensayos.....	123
B.3.3	Preparación de las probetas	123
B.3.4	Procedimiento de carga en el ensayo	124
B.3.5	Determinación de los valores de cálculo de m y k	125
B.3.6	Determinación de los valores de cálculo de $\tau_{u,Rd}$	125
ANEXO C (Informativo) RETRACCIÓN DEL HORMIGÓN EN ESTRUCTURAS MIXTAS DE EDIFICACIÓN		127
BIBLIOGRAFÍA		128

PRÓLOGO

Esta Norma EN 1994-1-1:2004 *Eurocódigo 4: Proyecto de estructuras mixtas de acero y hormigón. Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificación*, ha sido elaborada por el Comité Técnico CEN/TC 250 *Eurocódigos estructurales* cuya Secretaría desempeña BSI.

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

Este Eurocódigo anula y sustituye a la Norma Europea Experimental ENV 1994-1-1:1992.

El Comité Técnico CEN/TC 250 es responsable de todos los Eurocódigos Estructurales.

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.

Antecedentes del programa de Eurocódigos

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

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

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

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

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

Los Eurocódigos Estructurales comprenden las siguientes normas, compuestas generalmente de diversas partes:

EN 1990	Eurocódigo 0:	Bases de cálculo de estructuras.
EN 1991	Eurocódigo 1:	Acciones en estructuras.
EN 1992	Eurocódigo 2:	Proyecto de estructuras de hormigón.
EN 1993	Eurocódigo 3:	Proyecto de estructuras de acero.
EN 1994	Eurocódigo 4:	Proyecto de estructuras mixtas de acero y hormigón.
EN 1995	Eurocódigo 5:	Proyecto de estructuras de madera.
EN 1996	Eurocódigo 6:	Proyecto de estructuras de fábrica.
EN 1997	Eurocódigo 7:	Proyecto geotécnico.
EN 1998	Eurocódigo 8:	Proyecto de estructuras sismorresistentes.
EN 1999	Eurocódigo 9:	Proyecto de estructuras de aluminio.

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

Estatus y campo de aplicación de los Eurocódigos

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

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

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

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

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

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

Los Eurocódigos "de facto" juegan un papel similar en el campo del ER 1 y parte del ER 2.

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

Las normas nacionales de aplicación de los Eurocódigos

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

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

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

También puede contener:

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

Vínculos entre Eurocódigos y especificaciones técnicas armonizadas (EN y DITE) de productos

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

Información adicional específica de Norma EN 1994-1-1

La Norma EN 1994-1-1 describe los principios y requisitos sobre la seguridad, el comportamiento en servicio y la durabilidad de las estructuras mixtas de acero y hormigón, junto con disposiciones específicas para edificios. Se basa en el concepto de Estado Límite utilizado en combinación con el método de los coeficientes parciales de seguridad.

Para el cálculo de nuevas estructuras, la Norma EN 1994-1-1 está concebida para ser utilizada, directamente, junto con otras partes de la Norma EN 1994, así como los Eurocódigos EN 1990 a EN 1993, y EN 1997 y EN 1998.

4) Véanse los apartados 3.3 y 12 de la DPC, así como los artículos 4.2, 4.3.1, 4.3.2 y 5.2 del Documento Interpretativo nº 1.

La Norma EN 1994-1-1 también sirve como documento de referencia para otros Comités Técnicos del CEN que traten sobre temas estructurales.

La Norma EN 199-1-1 está destinada a ser utilizada por:

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

Los valores numéricos de los coeficientes parciales de seguridad y otros parámetros de fiabilidad se recomiendan como valores básicos que tienen un aceptable nivel de fiabilidad. Se han seleccionado suponiendo un nivel apropiado de gestión de la calidad y la mano de obra. Se deben emplear los mismos valores si la Norma EN 1994-1-1 se utiliza como documento base por otros Comités Técnicos de CEN.

Anexo nacional de la Norma EN 1994-1-1

Esta norma proporciona valores con anotaciones que indican en donde se pueden realizar las opciones nacionales. Por lo tanto, la norma nacional de adopción de la Norma EN 1994-1-1 debería tener un anexo nacional que contenga todos los Parámetros Determinación Nacional necesarios para el proyecto de edificios y de obras de ingeniería civil que se vayan a construir en ese país determinado.

Se permite la elección nacional en los siguientes puntos de la Norma EN 1994-1-1:

- 2.4.1.1(1)
- 2.4.1.2(5)P
- 2.4.1.2(6)P
- 2.4.1.2(7)P
- 3.1(4)
- 3.5(2)
- 6.4.3(1)(h)
- 6.6.3.1(1)
- 6.6.3.1(3)
- 6.6.4.1(3)
- 6.8.2(1)
- 6.8.2(2)
- 9.1.1(2)P
- 9.6(2)
- 9.7.3(4), Nota 1
- 9.7.3(8), Nota 1
- 9.7.3(9)
- B.2.5(1)
- B.3.6(5)

CAPÍTULO 1 GENERALIDADES

1.1 Objeto y campo de aplicación

1.1.1 Objeto y campo de aplicación del Eurocódigo 4

(1) El Eurocódigo 4 es aplicable a los proyectos de elementos mixtos o estructuras mixtas para edificación y obras de ingeniería civil. Es conforme con los principios y requisitos relativos a la seguridad y al comportamiento en servicio de las estructuras, así como las bases de su dimensionamiento y comprobación indicadas en la Norma EN 1990 *Eurocódigos. Bases de cálculo de estructuras*.

(2) El Eurocódigo 4 sólo hace referencia a los requisitos de resistencia, comportamiento en servicio, durabilidad y resistencia al fuego de estructuras mixtas. No se consideran otros requisitos, por ejemplo referentes al aislamiento térmico o acústico.

(3) El Eurocódigo 4 está previsto para su uso conjunto con:

EN 1990 Eurocódigos. Bases de cálculo de estructuras.

EN 1991 Eurocódigo 1. Acciones en estructuras.

Normas EN, Normas armonizadas EN, documentos DITE y Guías DITE para productos de construcción aplicables a estructuras mixtas.

EN 1090 Ejecución de estructuras de acero y aluminio.

EN 13670 Ejecución de estructuras de hormigón.

EN 1992 Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón.

EN 1993 Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras de acero.

EN 1997 Eurocódigo 7: Proyecto geotécnico.

EN 1998 Eurocódigo 8: Proyecto de estructuras sismorresistentes, cuando las estructuras mixtas se construyen en regiones sísmicas.

(4) El Eurocódigo 4 se divide en varias partes:

Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificación.

Parte 1-2: Proyecto de estructuras sometidas al fuego.

Parte 2: Puentes.

1.1.2 Objeto y campo de aplicación de la parte 1-1 del Eurocódigo 4

(1) Esta parte 1-1 del Eurocódigo 4 proporciona una base general para el proyecto de estructuras mixtas, junto con reglas particulares para edificación.

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

Capítulo 1: Generalidades.

Capítulo 2: Bases de proyecto.

Capítulo 3: Materiales.

Capítulo 4: Durabilidad.

Capítulo 5: Cálculo estructural.

Capítulo 6: Estados límite últimos.

Capítulo 7: Estados límite de servicio.

Capítulo 8: Uniones mixtas en pórticos de edificación.

Capítulo 9: Losas mixtas de edificación con chapa nervada.

1.2 Normas para consulta

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

1.2.1 Normas para consulta generales

EN 1090-2 *Ejecución de estructuras de acero y aluminio. Parte 2: Requisitos técnicos para la ejecución de estructuras de acero.*

EN 1990:2002 *Eurocódigos. Bases de cálculo de estructuras.*

1.2.2 Otras normas para consulta

EN 1992-1-1:2004 *Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón. Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificación.*

EN 1993-1-1:2005 *Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras de acero. Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificios.*

EN 1993-1-3:2006 *Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras de acero. Parte 1-3: Reglas generales. Reglas suplementarias para perfiles y chapas de paredes delgadas conformadas en frío.*

EN 1993-1-5:2006 *Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras de acero. Parte 1-5: Placas planas cargadas en su plano.*

EN 1993-1-8:2005 *Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras de acero. Parte 1-8: Uniones.*

EN 1993-1-9:2005 *Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras de acero. Parte 1-9: Fatiga.*

EN 10025-1:2004 *Productos laminados en caliente de aceros para estructuras. Parte 1: Condiciones técnicas generales de suministro.*

EN 10025-2:2004 *Productos laminados en caliente de aceros para estructuras. Parte 2: Condiciones técnicas de suministro de los aceros estructurales no aleados.*

EN 10025-3:2004 *Productos laminados en caliente de aceros para estructuras. Parte 3: Condiciones técnicas de suministro de los aceros estructurales soldables de grano fino en la condición de normalizado/laminado de normalización.*

EN 10025-4:2004 *Productos laminados en caliente de aceros para estructuras. Parte 4: Condiciones técnicas de suministro de los aceros estructurales soldables de grano fino laminados termomecánicamente.*

EN 10025-5:2004 *Productos laminados en caliente de aceros para estructuras. Parte 5: Condiciones técnicas de suministro de los aceros estructurales con resistencia mejorada a la corrosión atmosférica.*

EN 10025-6:2004 *Productos laminados en caliente de aceros para estructuras. Parte 6: Condiciones técnicas de suministro de los productos planos de aceros estructurales de alto límite elástico en la condición de templado y revenido.*

EN 10326:2004 *Chapas y bandas de acero estructural recubiertas en continuo por inmersión en caliente. Condiciones técnicas de suministro.*

EN 10149-2: 1995 *Productos planos laminados en caliente de acero de alto límite elástico para conformado en frío. Parte 2: Condiciones de suministro para aceros en estado de laminado termomecánico.*

EN 10149-3:1995 *Productos planos laminados en caliente de acero de alto límite elástico para conformado en frío. Parte 3: Condiciones de suministro para aceros en estado de normalizado o laminado de normalización.*

1.3 Consideraciones

- (1) Además de las consideraciones generales de la Norma EN 1990, son aplicables las siguientes:
- las consideraciones indicadas en los apartados 1.3 de las Normas EN 1992-1-1 y EN 1993-1-1.

1.4 Distinción entre principios y reglas de aplicación

- (1) Son aplicables las reglas indicadas en el apartado 1.4 de la Norma 1990.

1.5 Términos y definiciones

1.5.1 Generalidades

- (1) Son aplicables los términos y definiciones indicados en el apartado 1.5 de la Norma EN 1990, el apartado 1.5 de la Norma EN 1992-1-1, y el apartado 1.5 de la Norma EN 1993-1-1.

1.5.2 Términos y definiciones adicionales usados en esta norma

1.5.2.1 Elemento mixto

Elemento estructural compuesto de elementos de hormigón y de acero, vinculados mediante una conexión de forma que se limite el deslizamiento longitudinal relativo entre ambos, así como la separación de un componente respecto al otro.

1.5.2.2 Conexión

Interconexión entre los componentes de hormigón y de acero estructural o conformado en frío de un elemento mixto, que tiene suficiente resistencia y rigidez para permitir que los dos componentes se calculen como partes de un único elemento estructural.

1.5.2.3 Comportamiento mixto

Comportamiento que tiene lugar una vez que la conexión se ha hecho eficaz debido al endurecimiento del hormigón.

1.5.2.4 Viga mixta

Elemento mixto que trabaja fundamentalmente a flexión.

1.5.2.5 Pilar mixto

Elemento mixto que trabaja fundamentalmente a compresión o a flexocompresión.

1.5.2.6 Losa mixta

Losa en que la chapa nervada se utiliza inicialmente como encofrado permanente y, posteriormente, se combina estructuralmente con el hormigón endurecido, actuando como armadura de tracción en el forjado final.

1.5.2.7 Pórtico mixto

Pórtico en el cual alguno o todos los elementos son mixtos y la mayoría de los elementos restantes son de acero estructural.

1.5.2.8 Unión mixta

Unión entre un elemento mixto y cualquier otro elemento mixto, de acero o de hormigón armado, cuya armadura se tiene en cuenta en el cálculo de la resistencia y de la rigidez de la unión.

1.5.2.9 Elemento o estructura apeada

Elemento o estructura donde el peso de los elementos de hormigón se aplica sobre elementos de acero que están apeados o se soporta de modo independiente hasta que los elementos de hormigón son capaces de resistir los esfuerzos.

1.5.2.10 Elemento o estructura no apeada

Elemento o estructura donde el peso de los elementos de hormigón se aplica sobre elementos de acero que no están apeados.

1.5.2.11 Rigidez a flexión no fisurada

Rigidez $E_a I_1$ de la sección transversal de un elemento mixto, siendo I_1 el momento de inercia de la sección eficaz homogeneizada, calculado suponiendo que el hormigón traccionado no está fisurado.

1.5.2.12 Rigidez a flexión fisurada

Rigidez $E_a I_2$ de la sección transversal de un elemento mixto, siendo I_2 el momento de inercia de la sección eficaz homogeneizada, calculado despreciando la contribución del hormigón traccionado pero teniendo en cuenta la armadura pasiva.

1.5.2.13 Pretensado

Proceso mediante el cual se aplica una compresión a la parte de hormigón de un elemento mixto, por medio de tendones o deformaciones impuestas.

1.6 Símbolos

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

Mayúsculas latinas

A	Área de la sección transversal eficaz mixta sin el hormigón traccionado
A_a	Área de la sección transversal de acero estructural
A_b	Área de la armadura transversal inferior
A_{bh}	Área de la armadura transversal inferior en un nervio

A_c	Área de la sección transversal de hormigón
A_{ct}	Área de la sección transversal de hormigón traccionado
A_{fc}	Área de la sección transversal del ala comprimida
A_p	Área de la sección transversal de la chapa nervada
A_{pe}	Área eficaz de la sección transversal de la chapa nervada
A_s	Área de la armadura
A_{sf}	Área de la armadura transversal
$A_{s,r}$	Área de la armadura en la fila r
A_t	Área de la armadura transversal superior
A_v	Área de cortante de la sección de acero
A_1	Área cargada bajo la placa de reparto
E_a	Módulo de elasticidad del acero estructural
$E_{c,eff}$	Módulo de elasticidad eficaz del hormigón
E_{cm}	Módulo de elasticidad secante del hormigón
E_s	Valor de cálculo del módulo de elasticidad del acero de la armadura pasiva
$(EI)_{eff}$	Rigidez eficaz a flexión para el cálculo de la esbeltez relativa
$(EI)_{eff,II}$	Rigidez eficaz a flexión para su uso en los análisis de segundo orden
$(EI)_2$	Rigidez a flexión fisurada por unidad de anchura del hormigón o de la losa mixta
$F_{c,wc,c,Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia a compresión transversal del hormigón envolvente en que está embebida el alma de un pilar mixto
F_ℓ	Valor de cálculo de la fuerza longitudinal por perno
F_t	Valor de cálculo de la fuerza transversal por perno
F_{ten}	Valor de cálculo de la fuerza de tracción por perno
G_a	Módulo de elasticidad transversal del acero estructural
G_c	Módulo de elasticidad transversal del hormigón
I	Momento de inercia de la sección eficaz mixta sin considerar el hormigón traccionado
I_a	Momento de inercia de la sección de acero estructural
I_{at}	Constante de Saint-Venant a torsión de la sección de acero estructural

I_c	Momento de inercia de la sección no fisurada de hormigón
I_{ct}	Constante de Saint-Venant a torsión de la sección no fisurada de hormigón
I_s	Momento de inercia de la sección de acero de la armadura pasiva
I_1	Momento de inercia de la sección eficaz homogeneizada suponiendo que el hormigón traccionado está sin fisurar
I_2	Momento de inercia de la sección eficaz homogeneizada sin considerar el hormigón traccionado pero incluyendo las armaduras
$K_e, K_{e,II}$	Coeficientes de corrección usados en el dimensionamiento de pilares mixtos
K_{sc}	Rigidez relacionada con la conexión
K_β	Parámetro
K_0	Coeficiente de calibración usado en el dimensionamiento de pilares mixtos
L	Longitud; luz; luz eficaz
L_e	Luz equivalente
L_i	Luz
L_o	Longitud del voladizo
L_p	Distancia desde el punto de aplicación de una carga concentrada hasta el apoyo más próximo
L_s	Luz de cortante
L_x	Distancia desde una sección transversal hasta el apoyo más próximo
M	Momento flector
M_a	Contribución de la sección de acero estructural al valor de cálculo del momento plástico resistente de la sección mixta
$M_{a,Ed}$	Valor de cálculo del momento flector actuante sobre la sección de acero estructural
$M_{b,Rd}$	Valor de cálculo del momento resistente de pandeo en una viga mixta
$M_{c,Ed}$	Parte del valor de cálculo del momento flector actuante sobre la sección mixta
M_{cr}	Momento crítico elástico de pandeo lateral en una viga mixta
M_{Ed}	Valor de cálculo del momento flector
$M_{Ed,i}$	Valor de cálculo del momento flector actuante sobre una unión mixta i
$M_{Ed,máx.,f}$	Momento flector máximo o esfuerzo interno debido a la carga de fatiga
$M_{Ed,mín.,f}$	Momento flector mínimo debido a la carga de fatiga

$M_{el,Rd}$	Valor de cálculo del momento elástico resistente de la sección mixta
$M_{máx.,Rd}$	Valor de cálculo máximo del momento resistente concomitante con un esfuerzo axil de compresión
M_{pa}	Valor de cálculo del momento plástico resistente de la sección transversal eficaz de la chapa nervada
M_{perm}	Momento flector más desfavorable para la combinación característica
$M_{pl,a,Rd}$	Valor de cálculo del momento plástico resistente de la sección de acero estructural
$M_{pl,N,Rd}$	Valor de cálculo del momento plástico resistente de la sección mixta teniendo en cuenta el esfuerzo axil de compresión
$M_{pl,Rd}$	Valor de cálculo del momento plástico resistente de la sección mixta con conexión total
$M_{pl,y,Rd}$	Valor de cálculo del momento plástico resistente respecto al eje y-y de la sección mixta con conexión total
$M_{pl,z,Rd}$	Valor de cálculo del momento plástico resistente respecto al eje z-z de la sección mixta con conexión total
M_{pr}	Momento plástico resistente reducido de la chapa nervada
M_{Rd}	Valor de cálculo del momento plástico resistente de una sección mixta o unión
M_{Rk}	Valor característico del momento resistente de una sección mixta o unión
$M_{y,Ed}$	Valor de cálculo del momento flector actuante sobre la sección mixta respecto al eje y-y
$M_{z,Ed}$	Valor de cálculo del momento flector actuante sobre la sección mixta respecto al eje z-z
N	Esfuerzo axil de compresión; número de ciclos de variación de tensión; número de conectadores
N_a	Valor de cálculo del esfuerzo axil en la sección de acero estructural de una viga mixta
N_c	Valor de cálculo del esfuerzo axil de compresión en el ala de hormigón
$N_{c,f}$	Valor de cálculo del esfuerzo axil de compresión en el ala de hormigón con conexión total
$N_{c,el}$	Esfuerzo axil de compresión en el ala de hormigón correspondiente a $M_{el,Rd}$
$N_{cr,eff}$	Carga crítica elástica de un pilar mixto correspondiente a una rigidez eficaz a flexión
N_{cr}	Esfuerzo axil crítico elástico
N_{c1}	Valor de cálculo del axil determinado en la introducción de las cargas
N_{Ed}	Valor de cálculo del esfuerzo axil de compresión
$N_{G,Ed}$	Valor de cálculo de la parte permanente del esfuerzo axil de compresión
N_p	Valor de cálculo de la resistencia plástica a esfuerzo axil de la chapa nervada
$N_{pl,a}$	Valor de cálculo de la resistencia plástica a esfuerzo axil de la sección de acero estructural
$N_{pl,Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia plástica a esfuerzo axil de compresión de la sección mixta

$N_{pl,Rk}$	Valor característico de la resistencia plástica a esfuerzo axil de compresión de la sección mixta
$N_{pm,Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia plástica a esfuerzo axil de compresión del hormigón
N_R	Número de ciclos de variación de tensión
N_s	Valor de cálculo de la resistencia plástica a esfuerzo axil de la sección de las armaduras de acero
N_{sd}	Valor de cálculo de la resistencia plástica a esfuerzo axil de tracción de la sección de las armaduras de acero
$P_{\ell,Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia a cortante de un perno conector correspondiente a F_{ℓ}
$P_{pb,Rd}$	Valor de cálculo de la capacidad resistente de un conector
P_{Rd}	Valor de cálculo de la resistencia a cortante de un conector
P_{Rk}	Valor característico de la resistencia a cortante de un conector
$P_{t,Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia a cortante de un perno conector correspondiente a F_t
R_{Ed}	Valor de cálculo de una reacción de apoyo
S_j	Rigidez rotacional de una unión
$S_{j,ini}$	Rigidez rotacional inicial de una unión
$V_{a,Ed}$	Valor de cálculo del cortante actuante sobre la sección de acero estructural
$V_{b,Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia a cortante por abolladura del alma de acero
$V_{c,Ed}$	Valor de cálculo del esfuerzo cortante actuante sobre la sección de hormigón armado que envuelve al alma
V_{Ed}	Valor de cálculo del esfuerzo cortante actuante sobre la sección mixta
V_{ld}	Valor de cálculo de la resistencia del anclaje extremo
$V_{l,Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia a cortante
$V_{pl,Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia plástica a cortante de la sección mixta
$V_{pl,a,Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia plástica a cortante de la sección de acero estructural
$V_{p,Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia a punzonamiento de una losa mixta
V_{Rd}	Valor de cálculo de la resistencia a cortante de la sección mixta
V_t	Reacción de apoyo
$V_{v,Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia a cortante de una losa mixta
$V_{wp,c,Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia a cortante de la sección de hormigón de un pilar mixto
W_t	Valor medido de la carga de rotura

Minúsculas latinas

a	Separación entre vigas paralelas; diámetro o anchura; distancia
b	Anchura del ala de una sección de acero; anchura de losa
b_b	Anchura inferior del nervio de hormigón
b_c	Anchura del hormigón que envuelve a una sección de acero
b_{eff}	Anchura eficaz total
$b_{eff,1}$	Anchura eficaz en sección centro de vano de un vano apoyado en los dos extremos
$b_{eff,2}$	Anchura eficaz sobre un apoyo intermedio
$b_{eff,c,wc}$	Anchura eficaz del alma de un pilar en compresión
b_{ei}	Anchura eficaz del ala de hormigón a cada lado del alma
b_{em}	Anchura eficaz de una losa mixta
b_f	Anchura del ala de una sección de acero
b_i	Anchura geométrica del ala de hormigón a cada lado del alma
b_m	Anchura de una losa mixta sobre la que hay una carga repartida
b_p	Longitud de una carga concentrada lineal
b_r	Anchura de nervio en una chapa nervada
b_s	Distancia entre centros de nervios contiguos en una chapa nervada
b_0	Distancia entre centros de los conectadores más separados; anchura media de un nervio de hormigón (anchura mínima en el caso de perfiles cerrados); anchura de un nervio
c	Anchura exterior del ala de acero; perímetro eficaz de una armadura
c_y, c_z	Espesor del recubrimiento de hormigón
d	Altura libre del alma de una sección de acero estructural; diámetro del vástago de un perno conectador; diámetro total de una sección hueca circular de acero; dimensión transversal mínima de un pilar
d_{do}	Diámetro de la soldadura de un perno conectador
d_p	Distancia entre el centro de gravedad de la chapa nervada y la fibra extrema comprimida de la losa mixta
d_s	Distancia entre la armadura en tracción y la fibra extrema comprimida de la losa mixta; distancia entre la armadura longitudinal en tracción y el centro de gravedad de la sección de la viga de acero
e	Excentricidad de la carga; distancia del centro de gravedad del área eficaz de una chapa de acero nervada hasta la fibra extrema traccionada de la losa mixta

e_D	Distancia al borde
e_g	Distancia entre la armadura pasiva y la placa final en un pilar mixto
e_p	Distancia entre la fibra neutra plástica del área eficaz de una chapa de acero nervada y la fibra extrema traccionada de la losa mixta
e_s	Distancia desde la armadura pasiva traccionada a la fibra extrema traccionada de la losa mixta
f	Frecuencia propia
f_{cd}	Valor de cálculo de la resistencia a compresión del hormigón en probeta cilíndrica
f_{ck}	Valor característico de la resistencia a compresión del hormigón en probeta cilíndrica a los 28 días
f_{cm}	Valor medio medido de la resistencia a compresión del hormigón en probeta cilíndrica
$f_{ct,eff}$	Valor medio de la resistencia eficaz a tracción del hormigón
f_{ctm}	Valor medio de la resistencia a tracción del hormigón
$f_{ct,0}$	Valor de referencia de la resistencia a tracción del hormigón
f_{lctm}	Valor medio de la resistencia a tracción del hormigón ligero
f_{sd}	Valor de cálculo del límite elástico de la armadura pasiva
f_{sk}	Valor característico del límite elástico de la armadura pasiva
f_u	Resistencia última a tracción especificada
f_{ut}	Resistencia última a tracción real de una probeta de ensayo
f_y	Valor nominal del límite elástico del acero estructural
f_{yd}	Valor de cálculo del límite elástico del acero estructural
$f_{yp,d}$	Valor de cálculo del límite elástico de una chapa de acero nervada
f_{ypm}	Valor medio del límite elástico de una chapa de acero nervada obtenido a partir de ensayos
f_1, f_2	Coeficientes de reducción de los momentos flectores en los apoyos
h	Canto total; espesor
h_a	Canto de la sección de acero estructural
h_c	Espesor del hormigón que envuelve a una sección de acero; espesor del ala de hormigón; espesor de la losa de hormigón situada por encima de la cara superior de los nervios de una chapa nervada
h_f	Espesor del ala de hormigón; espesor de los acabados
h_n	Profundidad de la fibra neutra
h_p	Canto total de una chapa de acero nervada, excluyendo resaltos

h_s	Distancia entre los centros de gravedad de las alas de una sección de acero estructural; distancia entre la armadura pasiva longitudinal traccionada y el centro de gravedad de las compresiones
h_{sc}	Altura total nominal de un perno
h_t	Espesor total de una probeta de ensayo
k	Coefficiente de amplificación para los efectos de segundo orden; coeficiente; coeficiente empírico para el valor de cálculo de la resistencia a esfuerzo cortante
k_c	Coefficiente
k_i	Coefficiente de rigidez
$k_{i,c}$	Incremento del coeficiente de rigidez k_i en secciones por estar embebidas en hormigón
k_ℓ	Coefficiente de reducción de la resistencia de un perno con cabeza usada con chapa con los nervios paralelos a la viga
k_s	Rigidez a rotación; coeficiente
k_{sc}	Rigidez de un conector
k_{slip}	Coefficiente de reducción de la rigidez por la deformación de la conexión
$k_{s,r}$	Coefficiente de rigidez para la fila r de la armadura longitudinal en tracción
k_t	Coefficiente de reducción de la resistencia de un perno con cabeza usada con chapa con los nervios transversales a la viga
$k_{wc,c}$	Coefficiente que tiene en cuenta el efecto de la compresión longitudinal en la resistencia transversal del alma de un pilar
k_ϕ	Parámetro
k_1	Rigidez a flexión del hormigón fisurado o de una losa mixta
k_2	Rigidez a flexión del alma
ℓ	Longitud de la viga en flexión negativa medida desde el apoyo
l	Longitud de la losa en el ensayo de cizallamiento normalizado
l_{bc}, l_{bs}	Dimensiones de apoyos
ℓ_0	Longitud de introducción de las cargas
m	Pendiente de la curva de resistencia a fatiga; coeficiente empírico para el valor de cálculo de la resistencia a esfuerzo cortante
n	Coefficiente de equivalencia; número de conectadores
n_f	Número de conectadores para una conexión total

n_L	Coeficiente de equivalencia función del tipo de carga
n_r	Número de pernos por nervio
n_0	Coeficiente de equivalencia para cargas instantáneas
r	Relación entre los momentos de los extremos
s	Separación longitudinal entre ejes de pernos; deslizamiento
s_t	Separación transversal entre ejes de pernos
t	Edad; espesor
t_e	Espesor de la placa final
$t_{\text{eff},c}$	Longitud eficaz de hormigón
t_f	Espesor del ala de la sección de acero estructural
t_s	Espesor del rigidizador
t_w	Espesor del alma de la sección de acero estructural
t_{wc}	Espesor del alma de la sección de acero estructural del pilar
t_0	Edad de carga
v_{Ed}	Valor de cálculo de la tensión tangencial
w_k	Valor de cálculo de la abertura de fisura
x_{pl}	Distancia entre la fibra neutra plástica y la fibra extrema comprimida en una losa de hormigón
y	Eje de la sección transversal paralelo a las alas
z	Eje de la sección transversal perpendicular a las alas; brazo mecánico
z_0	Distancia vertical

Mayúsculas griegas

$\Delta\sigma$	Carrera de tensión
$\Delta\sigma_c$	Valor de referencia de la resistencia a fatiga para dos millones de ciclos
$\Delta\sigma_E$	Carrera de tensión equivalente de amplitud constante
$\Delta\sigma_{E, \text{glob}}$	Carrera de tensión equivalente de amplitud constante debida a efectos globales
$\Delta\sigma_{E, \text{loc}}$	Carrera de tensión equivalente de amplitud constante debida a efectos locales
$\Delta\sigma_{E,2}$	Carrera de tensión equivalente de amplitud constante correspondiente a dos millones de ciclos

$\Delta\sigma_s$	Incremento de tensión en el acero de la armadura pasiva debido a la rigidización por la colaboración del hormigón entre fisuras
$\Delta\sigma_{s,eq}$	Carrera de tensión de daño equivalente
$\Delta\tau$	Carrera de tensión tangencial para las cargas de fatiga
$\Delta\tau_c$	Valor de referencia de la resistencia a fatiga para dos millones de ciclos
$\Delta\tau_E$	Carrera de tensión tangencial equivalente de amplitud constante
$\Delta\tau_{E,2}$	Carrera de tensión tangencial equivalente de amplitud constante correspondiente a dos millones de ciclos
$\Delta\tau_R$	Resistencia a fatiga por tensiones tangenciales
Ψ	Coeficiente

Minúsculas griegas

α	Coeficiente; parámetro
α_{cr}	Coeficiente por el que se multiplican las cargas de proyecto para que se produzca inestabilidad elástica
α_M	Coeficiente relativo a la flexión de un pilar mixto
$\alpha_{M,y}, \alpha_{M,z}$	Coeficientes relativos a la flexión de un pilar mixto según los ejes y-y y z-z, respectivamente
α_{st}	Relación
β	Coeficiente; parámetro de conversión
β_c, β_i	Parámetros
γ_c	Coeficiente parcial de seguridad del hormigón
γ_F	Coeficiente parcial de seguridad para las acciones, que incluye las incertidumbres de modelo y las variaciones dimensionales
γ_{Ff}	Coeficiente parcial de seguridad para la carrera de tensión equivalente de amplitud constante
γ_M	Coeficiente parcial de seguridad para las propiedades del material, que incluye las incertidumbres de modelo y las variaciones dimensionales
γ_{M0}	Coeficiente parcial de seguridad del acero estructural aplicable a la resistencia de las secciones transversales, véase el punto (1) del apartado 6.1 de la Norma EN 1993-1-1
γ_{M1}	Coeficiente parcial de seguridad del acero estructural aplicable a la resistencia de elementos frente a la inestabilidad, evaluada mediante ensayos, véase el punto (1) del apartado 6.1 de la Norma EN 1993-1-1
γ_{Mf}	Coeficiente parcial de seguridad para la resistencia a fatiga
$\gamma_{Mf,s}$	Coeficiente parcial de seguridad para la resistencia a fatiga de los pernos sometidos a cortante
γ_p	Coeficiente parcial de seguridad para la acción del pretensado

γ_s	Coefficiente parcial de seguridad para la armadura pasiva
γ_v	Coefficiente parcial de seguridad para el valor de cálculo de la resistencia a cortante de un perno con cabeza
γ_{vs}	Coefficiente parcial de seguridad para el valor de cálculo de la resistencia a rasante de una losa mixta
δ	Coefficiente; porcentaje de la contribución del acero; flecha en el punto medio
$\delta_{m\acute{a}x.}$	Flecha vertical debida a momentos positivos
δ_s	Flecha de una chapa de acero bajo su peso propio y el peso del hormigón fresco
$\delta_{s,m\acute{a}x.}$	Valor límite para δ_s
δ_u	Deslizamiento máximo medido en un ensayo para cargas características
δ_{uk}	Valor característico de la capacidad de deslizamiento
ε	$\sqrt{235 / f_y}$, donde f_y viene expresado en N/mm ²
η	Grado de la conexión; coeficiente
η_a, η_{ao}	Coefficientes relativos al confinamiento del hormigón
$\eta_c, \eta_{co}, \eta_{cL}$	Coefficientes relativos al confinamiento del hormigón
θ	Ángulo
λ, λ_v	Coefficientes de daño equivalente
$\lambda_{glob}, \lambda_{loc}$	Coefficientes de daño equivalente para los efectos globales y locales, respectivamente
$\bar{\lambda}$	Esbeltez relativa
$\bar{\lambda}_{LT}$	Esbeltez relativa para el pandeo lateral con torsión
μ	Coefficiente de rozamiento; coeficiente nominal
μ_d	Coefficiente relativo al dimensionamiento flexocompresión en un plano
μ_{dy}, μ_{dz}	Coefficiente μ_d relativo al plano de flexión
ν	Coefficiente de reducción para tener en cuenta el efecto de la compresión longitudinal en la resistencia a rasante; parámetro relativo a la deformación de la conexión
ν_a	Coefficiente de Poisson del acero estructural
ξ	Parámetro relativo a la deformación de la conexión
ρ	Parámetro relativo al valor de cálculo de la resistencia a flexión reducida para tener en cuenta el cortante
ρ_s	Parámetro; cuantía de armadura

$\sigma_{\text{com,c,Ed}}$	Tensión de compresión en el hormigón que envuelve, debida al valor de cálculo del esfuerzo normal
$\sigma_{\text{c,Rd}}$	Valor de cálculo de la resistencia del hormigón para efectos locales
σ_{ct}	Tensión de tracción en la fibra extrema del hormigón
$\sigma_{\text{máx.,f}}$	Tensión máxima debida a cargas de fatiga
$\sigma_{\text{mín.,f}}$	Tensión mínima debida a cargas de fatiga
$\sigma_{\text{s,máx.,f}}$	Tensión en la armadura debida al momento flector $M_{\text{Ed,máx.,f}}$
$\sigma_{\text{s,mín.,f}}$	Tensión en la armadura debida al momento flector $M_{\text{Ed,mín.,f}}$
σ_{s}	Tensión en la armadura traccionada
$\sigma_{\text{s,máx.}}$	Tensión en la armadura debida al momento flector $M_{\text{máx.}}$
$\sigma_{\text{s,máx.,0}}$	Tensión en la armadura debida al momento flector $M_{\text{máx.,}}$ despreciando la contribución del hormigón traccionado
$\sigma_{\text{s,0}}$	Tensión en la armadura traccionada despreciando la rigidización por la colaboración del hormigón entre fisuras
τ_{Rd}	Valor de cálculo de la resistencia a esfuerzo rasante
τ_{u}	Valor de la resistencia a esfuerzo rasante de una losa mixta determinado a partir de ensayos
$\tau_{\text{u,Rd}}$	Valor de cálculo de la resistencia a esfuerzo rasante de una losa mixta
$\tau_{\text{u,Rk}}$	Valor característico de la resistencia a esfuerzo rasante de una losa mixta
ϕ	Diámetro (calibre) de una barra de armadura pasiva; coeficiente de impacto para el daño equivalente
ϕ^*	Diámetro (calibre) de una barra de armadura pasiva
φ	Coeficiente de fluencia
$\varphi(t, t_0)$	Coeficiente de fluencia, definiendo la fluencia entre los instantes t y t_0 con relación a la deformación elástica a los 28 días
χ	Coeficiente de reducción para el pandeo por flexión
χ_{LT}	Coeficiente de reducción para el pandeo lateral con torsión
ψ_{L}	Multiplicador de fluencia

CAPÍTULO 2 BASES DE PROYECTO

2.1 Requisitos

(1)P El proyecto de estructuras mixtas debe ser conforme con las reglas generales indicadas en la Norma EN 1990.

(2)P También se deben aplicar las disposiciones suplementarias para las estructuras de hormigón indicadas en este capítulo.

(3) Se supone que se satisfacen los requisitos básicos del capítulo 2 de la Norma EN 1990 para estructuras de hormigón cuando se aplican las siguientes características conjuntamente:

- proyecto con el método de los estados límite junto con el método de los coeficientes parciales de seguridad conforme a la Norma EN 1990;
- acciones conforme a la Norma EN 1991;
- combinación de acciones conforme a la Norma EN 1990 y
- resistencias, durabilidad y comportamiento en servicio conforme a esta norma.

2.2 Principio del cálculo con el método de los estados límite

(1)P En los proyectos de estructuras mixtas, se deben considerar las fases constructivas pertinentes.

2.3 Variables básicas

2.3.1 Acciones e influencia ambiental

(1) Las acciones a considerar en el proyecto pueden obtenerse de las partes correspondientes de la Norma EN 1991.

(2)P En las comprobaciones de chapa nervada usada como encofrado, se debe tener en cuenta el efecto de “embalsamiento” (aumento de espesor del hormigón debido a la deformación de la chapa).

2.3.2 Propiedades del material y del producto

(1) A menos que se indique otra cosa en el Eurocódigo 4, las acciones producidas por el comportamiento reológico del hormigón deberían tomarse de la Norma EN 1992-1-1.

2.3.3 Clasificación de las acciones

(1)P La retracción y fluencia del hormigón y los cambios no uniformes de temperatura dan lugar a esfuerzos internos en las secciones transversales, así como a curvaturas y deformaciones longitudinales en los elementos; los efectos que se producen en las estructuras isostáticas y las en estructuras hiperestáticas en las que no se considera la compatibilidad de deformaciones se deben clasificar como efectos isostáticos o primarios.

(2)P En estructuras hiperestáticas, los efectos isostáticos de la retracción, la fluencia y la temperatura están asociados con efectos adicionales, de modo que los efectos totales sean compatibles; éstos deben clasificarse como efectos hiperestáticos o secundarios y se deben considerar como acciones indirectas.

2.4 Comprobación con el método de los coeficientes parciales de seguridad

2.4.1 Valores de cálculo

2.4.1.1 Valores de cálculo de las acciones

(1) En el caso de que el pretensado se introduzca mediante deformaciones impuestas controladas, por ejemplo, por medio de gatos en apoyos, debería especificarse el coeficiente parcial de seguridad γ_p para los estados límite últimos, considerando los efectos favorables y desfavorables.

NOTA Los valores de γ_p pueden darse en el anexo nacional. El valor recomendado tanto para los efectos favorables como los desfavorables es 1,0.

2.4.1.2 Valores de cálculo de las propiedades del material o del producto

(1)P A menos que se requiera una estimación del valor superior de la resistencia, los coeficientes parciales de seguridad se deben aplicar al valor característico inferior o al valor nominal de las resistencias.

(2)P Para el hormigón, se debe aplicar un coeficiente parcial de seguridad γ_c . El valor de cálculo de la resistencia a compresión debe obtenerse de:

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c \quad (2.1)$$

donde el valor característico f_{ck} se debe obtener a partir del apartado 3.1 de la Norma EN 1992-1-1 para hormigón de peso normal, y del apartado 11.3 de la Norma EN 1992-1-1 para hormigón ligero.

NOTA El valor de γ_c es el usado en la Norma EN 1992-1-1.

(3)P Para el acero de la armadura pasiva, se debe aplicar un coeficiente parcial de seguridad γ_s .

NOTA El valor de γ_s es el usado en la Norma EN 1992-1-1.

(4)P Para el acero estructural, chapa nervada y dispositivos de acero de unión, se debe aplicar un coeficiente parcial de seguridad γ_M . Salvo que se especifique otra cosa, el coeficiente parcial de seguridad para acero estructural debe tomarse como γ_{M0} .

NOTA Los valores de γ_M son los indicados en la Norma EN 1993.

(5)P Para la conexión, se debe aplicar un coeficiente parcial de seguridad γ_v .

NOTA El valor de γ_v puede darse en el anexo nacional. El valor recomendado de γ_v es 1,25.

(6)P Para el rasante en losas mixtas de edificación, se debe aplicar un coeficiente parcial de seguridad γ_{vs} .

NOTA El valor de γ_{vs} puede darse en el anexo nacional. El valor recomendado de γ_{vs} es 1,25.

(7)P Para la comprobación de fatiga de los pernos con cabeza usados en edificación, se deben aplicar los coeficientes parciales de seguridad γ_{Mf} y $\gamma_{Mf,s}$.

NOTA El valor de γ_{Mf} es el usado en la parte correspondiente de la Norma EN 1993. El valor de $\gamma_{Mf,s}$ puede darse en el anexo nacional. El valor recomendado de $\gamma_{Mf,s}$ es 1,0.

2.4.1.3 Valores de cálculo de los datos geométricos

(1) Los datos geométricos de las secciones transversales y sistemas pueden tomarse de las normas armonizadas de producto o de los planos constructivos, y considerarse como valores nominales.

2.4.1.4 Valores de cálculo de las resistencias

(1)P En estructuras mixtas, los valores de cálculo de las resistencias se deben determinar de acuerdo con la ecuación (6.6a) o la ecuación (6.6c) de la Norma EN 1990.

2.4.2 Combinación de acciones

(1) Los formatos generales para la combinación de acciones se indican en el capítulo 6 de la Norma EN 1990.

NOTA Para edificación, las reglas de combinación pueden darse en el anexo nacional al anexo A de la Norma EN 1990.

2.4.3 Comprobación del equilibrio estático (EQU)

(1) El formato de fiabilidad para la comprobación del equilibrio estático en edificación, como se describe en la tabla A1.2(a) de la Norma EN 1990, también se aplica a situaciones de proyecto equivalentes a (EQU), por ejemplo, para el dimensionamiento de los anclajes de sujeción o para la comprobación del levantamiento de los apoyos en vigas continuas.

CAPÍTULO 3 MATERIALES

3.1 Hormigón

- (1) Salvo que se especifique otra cosa en el Eurocódigo 4, las propiedades se deberían determinar haciendo referencia al apartado 3.1 de la Norma EN 1992-1-1 para hormigón de peso normal y al apartado 11.3 de la Norma EN 1992-1-1 para hormigón ligero.
- (2) Esta parte de la Norma EN 1994 no trata el proyecto de estructuras mixtas con hormigones de resistencias menores que C20/25 y LC20/22 ni mayores que C60/75 y LC60/66.
- (3) La retracción del hormigón se debería determinar teniendo en cuenta la humedad ambiente, las dimensiones del elemento y la composición del hormigón.
- (4) En edificación, cuando se considera la acción mixta, puede ignorarse el efecto de la retracción autógena en la determinación de las tensiones y las flechas.

NOTA La experiencia demuestra que los valores de la deformación por retracción indicados en la Norma EN 1992-1-1 pueden sobreestimar los efectos de la retracción en estructuras mixtas. Los valores de la retracción del hormigón pueden darse en el anexo nacional. En el anexo C figuran los valores recomendados para estructuras mixtas de edificación.

3.2 Acero de la armadura pasiva

- (1) Las propiedades del acero de la armadura pasiva se deberían determinar haciendo referencia al apartado 3.2 de la Norma EN 1992-1-1.
- (2) En estructuras mixtas, el valor de cálculo del modulo de elasticidad E_s puede tomarse igual al valor para el acero estructural indicado en el apartado 3.2.6 de la Norma EN 1993-1-1.

3.3 Acero estructural

- (1) Las propiedades del acero estructural se deberían determinar haciendo referencia a los apartados 3.1 y 3.2 de la Norma EN 1993-1-1.
- (2) Las reglas indicadas en esta parte de la Norma EN 1994 se aplican a aceros estructurales de límite elástico nominal no mayor que 460 N/mm².

3.4 Dispositivos de unión

3.4.1 Generalidades

- (1) Los requisitos para los elementos de fijación y los materiales para soldadura se deberían determinar haciendo referencia a la Norma EN 1993-1-8.

3.4.2 Pernos conectadores con cabeza

- (1) Se debería hacer referencia a la Norma EN 13918.

3.5 Chapa nervada para losas mixtas de edificación

- (1) Las propiedades de las chapas nervadas para losas mixtas de edificación se deberían obtener haciendo referencia a los apartados 3.1 y 3.2 de la Norma EN 1993-1-3.
- (2) Las reglas de esta parte de la Norma EN 1994 se aplican al dimensionamiento de losas mixtas con chapa nervada fabricada con acero conforme con los requisitos de la Norma EN 10025, con acero estirado en frío conforme con los requisitos de las Normas EN 10149-2 o EN 10149-3 o con chapas de acero galvanizado conformes con los requisitos de la Norma EN 10326.

NOTA El valor mínimo del espesor nominal t de las chapas de acero puede darse en el anexo nacional. El valor recomendado es 0,70 mm.

CAPÍTULO 4 DURABILIDAD

4.1 Generalidades

- (1) Se deberían respetar las disposiciones pertinentes indicadas en las Normas EN 1990, EN 1992 y EN 1993.
- (2) Los detalles constructivos de la conexión deberían cumplir lo especificado en el apartado 6.6.5.

4.2 Chapa nervada para losas mixtas de edificación

- (1)P Las superficies expuestas de la chapa se deben proteger adecuadamente para resistir las condiciones atmosféricas particulares.
- (2) Si se especifica un recubrimiento protector de zinc, debería cumplir los requisitos especificados en la Norma EN 10326 o en las normas que proceda.
- (3) Para forjados interiores en ambientes no agresivos, es suficiente un recubrimiento protector de zinc con una masa total igual a 275 g/m^2 (incluyendo ambos lados), pero la especificación puede cambiar en función de las condiciones en servicio.

CAPÍTULO 5 CÁLCULO ESTRUCTURAL

5.1 Modelización estructural para el cálculo

5.1.1 Modelización estructural y supuestos básicos

(1)P El modelo estructural y las consideraciones básicas se deben seleccionar de acuerdo con el apartado 5.1.1 de la Norma EN 1990, y deben reflejar el comportamiento esperable de las secciones transversales, elementos, uniones y apoyos.

(2) El capítulo 5 se aplica a estructuras mixtas en las que la mayoría de los elementos estructurales y uniones son bien mixtos o bien de acero. Cuando el comportamiento estructural es esencialmente el de una estructura de hormigón armado o pretensado, con sólo unos pocos elementos mixtos, el análisis global se debería realizar de acuerdo con la Norma EN 1992-1-1.

(3) El dimensionamiento de las losas mixtas con chapa nervada en edificación debería realizarse como se indica en el capítulo 9.

5.1.2 Modelización de las uniones

(1) Los efectos del comportamiento de los nudos en la distribución de esfuerzos en una estructura y en sus deformaciones globales se pueden generalmente despreciar, pero se deberían tener en cuenta cuando tales efectos sean significativos (como en el caso de las uniones semi-continuas), véase el capítulo 8 y la Norma EN 1993-1-8.

(2) Para identificar si los efectos del comportamiento de las uniones se tienen que considerar en el dimensionamiento se puede hacer una distinción entre los siguientes tres tipos de unión, véase el apartado 8.2 de esta norma y el apartado 5.1.1 de la Norma EN 1993-1-8:

- simple, con lo cual se puede suponer que la unión no transmite momentos flectores;
- continua, con lo que la rigidez y/o resistencia de la unión permite suponer la continuidad total del elemento en el cálculo;
- semi-continua, con la cual es necesario considerar el comportamiento de la unión en el cálculo.

(3) Los requisitos para los diversos tipos de uniones en edificación se indican en el capítulo 8 y en la Norma EN 1993-1-8.

5.1.3 Interacción suelo-estructura

(1)P La deformabilidad de los apoyos se debe tener en cuenta cuando sea significativa.

NOTA La Norma EN 1997 proporciona indicaciones para el estudio de la interacción suelo-estructura.

5.2 Estabilidad estructural

5.2.1 Efectos de la deformada de la estructura

(1) Los efectos de las acciones pueden determinarse, en general, mediante:

- un análisis de primer orden, usando la geometría inicial de la estructura;
- un análisis de segundo orden, considerando la influencia de la deformación de la estructura.

(2)P Debe tenerse en cuenta la deformada (efectos de segundo orden) si ésta produce un incremento significativo de los efectos de las acciones o a una modificación sustancial del comportamiento estructural.

(3) El análisis de primer orden puede emplearse si el incremento de los esfuerzos debido a las deformaciones es menor del 10% de los esfuerzos obtenidos mediante el análisis de primer orden. Se puede considerar que se cumple esta condición si se satisface el criterio siguiente:

$$\alpha_{cr} \geq 10 \quad (5.1)$$

donde

α_{cr} es el coeficiente por el cual habría que multiplicar la carga de proyecto para producir una inestabilidad elástica.

(4)P En la determinación de la rigidez de la estructura, se debe tener en cuenta adecuadamente la fisuración y la fluencia del hormigón, así como el comportamiento de las uniones.

5.2.2 Métodos de análisis para edificación

(1) La comprobación de los pórticos planos de vigas y pilares frente al modo de fallo traslacional puede efectuarse mediante un análisis de primer orden si se satisface el criterio (5.1) para cada piso. En esas estructuras, α_{cr} puede calcularse usando la ecuación dada en el punto (4) del apartado 5.2.1 de la Norma EN 1993-1-1, siempre que el axil en las vigas sea despreciable y siempre que se considere adecuadamente la fisuración del hormigón (véase 5.4.2.3), la fluencia (véase 5.4.2.2) y el comportamiento de las uniones (véase 8.2 de esta norma y el apartado 5.1 de la Norma EN 1993-1-8).

(2) Los efectos de segundo orden se pueden incluir indirectamente utilizando un análisis de primer orden con una amplificación adecuada.

(3) Si en el análisis global de la estructura se tienen en cuenta todos los efectos de segundo orden en los elementos individuales y sus imperfecciones, no es necesario comprobar la estabilidad de los elementos individuales.

(4) Si en el análisis global de la estructura no se tienen en cuenta los efectos de segundo orden en los elementos individuales o algunas imperfecciones de los elementos (por ejemplo, para la flexión y/o el pandeo lateral), se debería comprobar la estabilidad de los elementos individuales para los efectos no incluidos en el análisis global.

(5) Si en el análisis global de la estructura no se tienen en cuenta los efectos del pandeo lateral, la resistencia de una viga mixta frente a pandeo lateral puede comprobarse según el apartado 6.4.

(6) Para pilares mixtos y elementos mixtos en compresión, la estabilidad por flexión se puede comprobar mediante uno de los siguientes métodos:

- (a) mediante un análisis global de acuerdo con el punto (3) del apartado 5.2.2, con la resistencia de las secciones transversales comprobada según los apartados 6.7.3.6 o 6.7.3.7; o bien
- (b) mediante un análisis de los elementos individuales de acuerdo con el apartado 6.7.3.4, considerando los esfuerzos en los extremos del elemento del análisis global de la estructura que incluyen los efectos globales de segundo orden y las imperfecciones globales cuando proceda. En el dimensionamiento de los elementos se deberían considerar los efectos de segundo orden y las imperfecciones en los mismos cuando proceda, véase el apartado 5.3.2.3, verificándose la resistencia de las secciones transversales de acuerdo con el apartado 6.7.3.6 o el apartado 6.7.3.7; o bien
- (c) para elementos en compresión, mediante el uso de curvas de pandeo para tener en cuenta los efectos de segundo orden en el elemento y sus imperfecciones, véase el apartado 6.7.3.5. En esta comprobación se deberían tener en cuenta los esfuerzos en los extremos del elemento del análisis global de la estructura que incluyen los efectos globales de segundo orden y las imperfecciones globales cuando proceda, y se debería basar en una longitud de pandeo igual a la longitud del sistema.

(7) En estructuras en las que los pilares son de acero estructural, la estabilidad puede comprobarse también mediante comprobaciones a nivel de elemento basadas en longitudes de pandeo, de acuerdo con el punto (8) del apartado 5.2.2 y el apartado 6.3 de la Norma EN 1993-1-1.

5.3 Imperfecciones

5.3.1 Bases

(1)P En el cálculo estructural se deben efectuar las consideraciones oportunas para incorporar los efectos de las imperfecciones, incluyendo las tensiones residuales y las imperfecciones geométricas tales como la falta de verticalidad, de rectitud, de planeidad, de ajuste y las pequeñas excentricidades inevitables presentes en las uniones de la estructura descargada.

(2)P La forma supuesta para las imperfecciones debe tener en cuenta el modo de pandeo elástico de la estructura o del elemento en el plano de pandeo considerado, con la forma y dirección más desfavorables.

5.3.2 Imperfecciones de las edificaciones

5.3.2.1 Generalidades

(1) Se deberían usar las imperfecciones geométricas equivalentes, véanse los apartados 5.3.2.2 y 5.3.2.3, con valores que reflejen los posibles efectos de las imperfecciones globales y locales, a menos que los efectos de las imperfecciones locales estén incluidos en las ecuaciones de la resistencia para la comprobación del elemento, véase el apartado 5.3.2.3.

(2) En el análisis global, pueden ignorarse las imperfecciones de los elementos mixtos comprimidos cuando, de acuerdo con el punto (3) del apartado 5.2.1, se pueda utilizar el análisis de primer orden. Cuando se recomiende el uso de análisis de segundo orden, pueden ignorarse las imperfecciones de los elementos en el análisis global, si:

$$\bar{\lambda} \leq 0,5 \sqrt{N_{pl,Rk} / N_{Ed}} \quad (5.2)$$

donde

$\bar{\lambda}$ se define en el apartado 6.7.3.3 y se calcula para el elemento considerado como articulado en sus extremos;

$N_{pl,Rk}$ se define en el apartado 6.7.3.3;

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

(3) Las imperfecciones de los elementos deberían considerarse siempre cuando se verifique la estabilidad dentro de la longitud de un elemento, de acuerdo con el apartado 6.7.3.6 o el apartado 6.7.3.7.

(4) Las imperfecciones en elementos de acero comprimidos debería considerarse de acuerdo con los apartados 5.3.2 y 5.3.4 de la Norma EN 1993-1-1.

5.3.2.2 Imperfecciones globales

(1) Los efectos de las imperfecciones deberían considerarse de acuerdo con el apartado 5.3.2 de la Norma EN 1993-1-1.

5.3.2.3 Imperfecciones de los elementos

(1) Los valores de cálculo de las imperfecciones geométricas equivalentes para pilares mixtos y elementos mixtos comprimidos se deberían tomar de la tabla 6.5.

(2) Para vigas mixtas sin arriostramientos laterales, los efectos de las imperfecciones están incorporados en la ecuación dada para el momento resistente a pandeo lateral, véase el apartado 6.4.

(3) Para elementos de acero, los efectos de las imperfecciones están incorporados en la ecuación dada para la resistencia a pandeo, véase el apartado 6.3 de la Norma EN 1993-1-1.

5.4 Cálculo de los efectos de las acciones

5.4.1 Métodos para el análisis global

5.4.1.1 Generalidades

- (1) Los efectos de las acciones pueden calcularse mediante un análisis global elástico, incluso cuando la resistencia de alguna sección transversal se ha determinado con criterios plásticos o no lineales.
- (2) Para las comprobaciones de los estados límite de servicio, se debería usar el análisis global elástico con las correcciones apropiadas para los efectos no lineales tales como la fisuración del hormigón.
- (3) Para las comprobaciones del estado límite de fatiga, se debería usar el análisis global elástico.
- (4) Los efectos del arrastre por cortante y de la abolladura deben tenerse en cuenta si pueden afectar de forma significativa el análisis global.
- (5) La influencia de la abolladura de los elementos de acero en la elección del método de análisis puede considerarse mediante la clasificación de las secciones transversales, véase el apartado 5.5.
- (6) Los efectos de la abolladura de los elementos de acero en la rigidez se pueden ignorar en las secciones mixtas normales. Para secciones transversales de clase 4, véase el apartado 2.2 de la Norma EN 1993-1-5.
- (7) Se deberían considerar los efectos en el análisis global del deslizamiento en los agujeros de los tornillos y otras deformaciones similares de los dispositivos de conexión.
- (8) Salvo que se utilice un análisis no lineal, se pueden despreciar en el cálculo de esfuerzos los efectos del deslizamiento y despegue en las superficies de contacto entre acero y hormigón si se dispone de una conexión de acuerdo con el apartado 6.6.

5.4.1.2 Anchura eficaz de las alas para el arrastre por cortante

- (1) Se debe tener en cuenta la flexibilidad de las alas de acero o de hormigón afectadas por cortante en su plano (arrastre por cortante) bien mediante un análisis riguroso o bien utilizando una anchura eficaz del ala.
- (2) Los efectos del arrastre por cortante en elementos de chapa deberían considerarse de acuerdo con el punto (5) del apartado 5.2.1 de la Norma EN 1993-1-1.
- (3) La anchura eficaz de las alas de hormigón se debería determinar de acuerdo con las disposiciones siguientes.
- (4) Cuando se utilice un análisis global elástico se puede suponer una anchura eficaz constante en toda la longitud de cada vano. Para este valor puede tomarse el de $b_{\text{eff},1}$ en el centro de vano para un vano simplemente apoyado, o el valor $b_{\text{eff},2}$ sobre el apoyo para un voladizo.
- (5) En centro de vano o sobre un apoyo intermedio, la anchura eficaz total b_{eff} , véase la figura 5.1, puede determinarse de la forma siguiente:

$$b_{\text{eff}} = b_0 + \sum b_{\text{ei}} \quad (5.3)$$

donde

b_0 es la distancia entre centros de los conectadores extremos;

b_{ei} es el valor de la anchura eficaz del ala de hormigón a cada lado del alma, que se toma de valor igual a $L_e / 8$ pero no mayor que la anchura geométrica b_i . El valor b_i debería tomarse como la distancia desde el conectador extremo hasta el punto medio entre almas contiguas, medido a mitad de altura del espesor del ala de hormigón, excepto cuando es un borde libre donde b_i es la distancia al borde libre. La longitud L_e debería tomarse como la distancia aproximada entre puntos de momento nulo. Para vigas mixtas continuas normales, donde la envolvente de momentos flectores correspondiente a varias disposiciones de carga rige el cálculo y, para voladizos, se pueden tomar para L_e los valores recogidos en la figura 5.1.

(6) La anchura eficaz sobre un apoyo extremo puede determinarse como sigue:

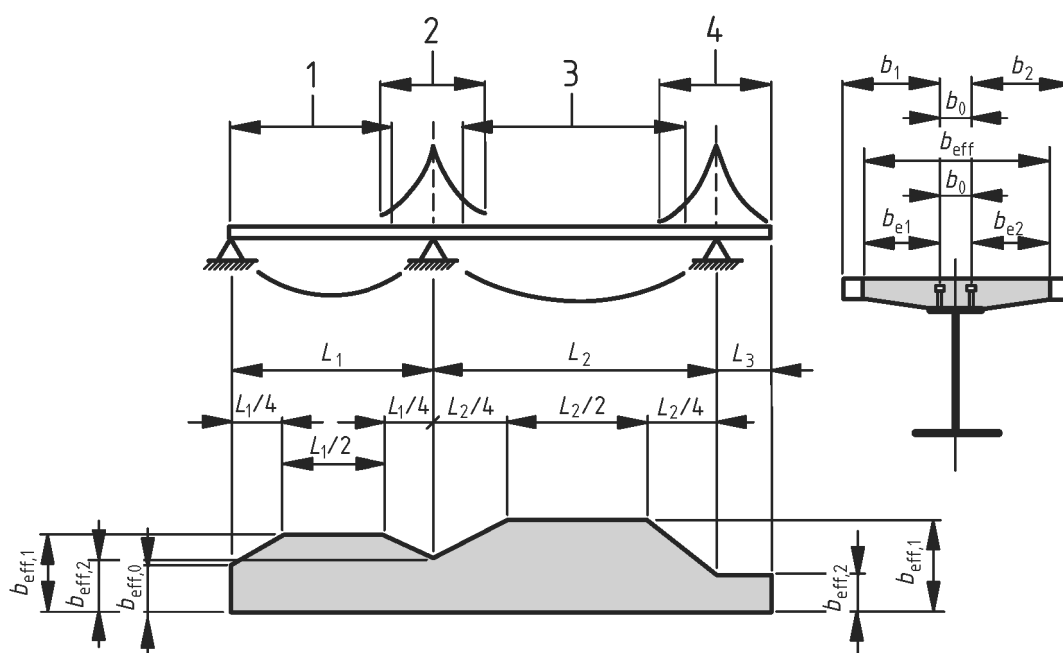
$$b_{\text{eff}} = b_0 + \sum \beta_i b_{ei} \quad (5.4)$$

con:

$$\beta_i = (0,55 + 0,025 L_e / b_{ei}) \leq 1,0 \quad (5.5)$$

donde

b_{ei} es la anchura eficaz, véase el punto (5), del vano extremo en centro de vano y L_e es la luz equivalente del vano extremo de acuerdo con la figura 5.1.



Leyenda

- 1 $L_e = 0,85 L_1$ para $b_{\text{eff},1}$
- 2 $L_e = 0,25 (L_1 + L_2)$ para $b_{\text{eff},2}$
- 3 $L_e = 0,70 L_2$ para $b_{\text{eff},1}$
- 4 $L_e = 2 L_3$ para $b_{\text{eff},2}$

Figura 5.1 – Luces equivalentes para la anchura eficaz de las alas de hormigón

(7) La distribución de la anchura eficaz a lo largo del elemento puede suponerse como se indica en la figura 5.1.

(8) En edificación, cuando la distribución de momentos flectores se ve afectada por la resistencia o por la rigidez rotacional de una unión, este aspecto debería tenerse en cuenta en la determinación de la longitud L_e .

(9) Para el análisis de estructuras de edificación, b_0 puede tomarse igual a cero y b_i puede medirse desde el centro del alma.

5.4.2 Análisis lineal elástico

5.4.2.1 Generalidades

(1) Se debería tener en cuenta la fisuración del hormigón, su fluencia y retracción, la secuencia constructiva y el pretensado.

5.4.2.2 Fluencia y retracción

(1)P Se deben considerar adecuadamente los efectos de la fluencia y la retracción del hormigón.

(2) Excepto en elementos con las dos alas mixtas (doble acción mixta), los efectos de la fluencia pueden tenerse en cuenta mediante el uso de coeficientes de equivalencia n_L para el hormigón. Los coeficientes de equivalencia, en función del tipo de carga (subíndice L), vienen dados por:

$$n_L = n_0 (1 + \psi_L \varphi_t) \quad (5.6)$$

donde

n_0 es el coeficiente de equivalencia E_a / E_{cm} para cargas instantáneas;

E_{cm} es el módulo de elasticidad secante del hormigón para cargas instantáneas según las tablas 3.1 o 11.3.1 de la Norma EN 1992-1-1;

φ es el coeficiente de fluencia $\varphi(t, t_0)$ de acuerdo con los apartados 3.1.4 o 11.3.3 de la Norma EN 1992-1-1, función de la edad (t) del hormigón en el momento considerado y la edad (t_0) en el momento de la carga,

ψ_L es el multiplicador de fluencia, función del tipo de carga, que debería tomarse igual a 1,1 para cargas permanentes, 0,55 para los efectos isostáticos e hiperestáticos de la retracción y 1,5 para el pretensado mediante deformaciones impuestas.

(3) Para cargas permanentes en estructuras mixtas montadas en varias fases, se puede usar un valor medio, t_0 , para la determinación del coeficiente de fluencia. Esta simplificación puede usarse también para el pretensado mediante deformaciones impuestas, si la edad de todo el hormigón en los vanos pertinentes en el momento de pretensar es mayor de 14 días.

(4) Para la retracción, la edad en el momento de la carga se debería suponer, en general, igual a un día.

(5) Cuando se utilicen losas prefabricadas o cuando el pretensado de la losa de hormigón se lleve a cabo antes de que la conexión sea eficaz, se deberían usar el coeficiente de fluencia y los valores de la retracción a partir del momento en que la conexión es eficaz.

(6) Cuando la ley de momentos flectores en el instante t_0 se ve afectada por la fluencia de forma significativa, por ejemplo en vigas continuas de estructuras mixtas que tienen vanos mixtos y vanos no mixtos, se deberían considerar los efectos hiperestáticos variables con el tiempo debidos a la fluencia, excepto en análisis global para estado límite último en elementos en los que todas las secciones sean de clase 1 o 2. Para los efectos hiperestáticos variables con el tiempo, el coeficiente de equivalencia puede determinarse con un multiplicador de fluencia ψ_L de valor 0,55.

(7) Se deberían considerar adecuadamente los efectos isostáticos e hiperestáticos debidos a la retracción y a la fluencia del ala de hormigón. Estos efectos se pueden despreciar en el cálculo para las comprobaciones de los estados límites últimos distintos del de fatiga en elementos mixtos en los que todas las secciones sean de clase 1 o 2, siempre no haya riesgo de pandeo lateral. Para los estados límite de servicio, véase el capítulo 7.

(8) En las zonas donde se suponga fisurado el hormigón, pueden ignorarse los efectos isostáticos de la retracción en el análisis de los efectos hiperestáticos.

(9) En pilares mixtos y elementos comprimidos, los efectos de la fluencia se deberían considerar de acuerdo con el punto (2) del apartado 6.7.3.4.

(10) En el caso de doble acción mixta con ambas alas sin fisurar (por ejemplo con pretensado) los efectos de la fluencia y retracción deberían evaluarse con métodos más precisos.

(11) Como simplificación, en estructuras de edificación que cumplan la ecuación (5.1) o el punto (1) del apartado 5.2.2, que no estén destinadas al almacenamiento y que no estén pretensadas mediante deformaciones impuestas controladas, los efectos de la fluencia en vigas mixtas pueden determinarse sustituyendo las áreas de hormigón A_c por áreas eficaces equivalentes de acero A_c / n tanto para cargas instantáneas como diferidas, donde n es el coeficiente de equivalencia nominal correspondiente al módulo de elasticidad eficaz del hormigón $E_{c,eff}$ de valor $E_{cm} / 2$.

5.4.2.3 Efectos de la fisuración del hormigón

(1)P Los efectos de la fisuración del hormigón se deben considerar adecuadamente.

(2) Los efectos de la fisuración del hormigón en vigas mixtas con alas de hormigón pueden determinarse con el método siguiente. En primer lugar, las envolventes de los esfuerzos para las combinaciones características, véase el apartado 6.5.3 de la Norma EN 1990, incluyendo los efectos diferidos se deberían calcular con la rigidez a flexión $E_a I_1$ de las secciones no fisuradas. Esto se define como “análisis no fisurado”. En zonas en las que la tensión de tracción de la fibra extrema de hormigón debida a la envolvente de los efectos globales supera el doble de la resistencia f_{ctm} o f_{lctm} , véanse las tablas 3.1 o 11.3.1 de la Norma EN 1992-1-1, la rigidez se debería reducir a $E_a I_2$, véase el apartado 1.5.2.12. Esta distribución de rigidez puede usarse para los estados límite últimos y para los estados límite de servicio. A partir de este nuevo modelo, se obtiene una nueva distribución de esfuerzos y deformaciones, si procede. Esto se define como “análisis fisurado”.

(3) En vigas mixtas con alas de hormigón sobre la sección de acero y no pretensadas, incluyendo vigas situadas en pórticos que resisten fuerzas horizontales mediante arriostramientos, puede utilizarse el método simplificado que se expone a continuación. Si todas las relaciones entre luces de vanos contiguos (vano corto/vano largo) entre apoyos son al menos 0,6, el efecto de la fisuración puede tenerse en cuenta usando la rigidez a flexión $E_a I_2$ en el 15% de la luz a cada lado de los apoyos intermedios, y tomando el valor no fisurado $E_a I_1$ en el resto.

(4) El efecto de la fisuración del hormigón en la rigidez a flexión de pilares mixtos y elementos comprimidos se debería determinar de acuerdo con el apartado 6.7.3.4.

(5) En vigas embebidas de edificación, la contribución del hormigón envolvente puede determinarse usando el valor medio entre la rigidez con y sin fisuración del hormigón envolvente. El área de hormigón en compresión puede determinarse a partir de la distribución plástica de tensiones.

5.4.2.4 Etapas y secuencia constructiva

(1)P Se deben tener en cuenta adecuadamente los efectos de las etapas constructivas, separando cuando sea necesario los efectos de las acciones aplicadas a la parte de acero de la estructura de los efectos correspondientes a aquellas aplicadas sobre los elementos total o parcialmente mixtos.

(2) En elementos mixtos en los que todas las secciones transversales estén en clase 1 o 2 y en los cuales no haya riesgo de pandeo lateral, los efectos de la secuencia constructiva pueden ignorarse en el dimensionamiento para los estados límite últimos distintos del de fatiga.

5.4.2.5 Efectos de la temperatura

(1) Los efectos debidos a la temperatura se deberían tener en cuenta de acuerdo con la Norma EN 1991-1-5.

(2) En elementos mixtos en los que todas las secciones transversales estén en clase 1 o 2 y en los cuales no haya riesgo de pandeo lateral, los efectos de la temperatura pueden ignorarse en el dimensionamiento para los estados límite últimos distintos del de fatiga.

5.4.2.6 Pretensado mediante deformaciones impuestas controladas

(1)P Cuando se disponga el pretensado mediante deformaciones impuestas controladas (por ejemplo, con gatos en apoyos), los efectos sobre los esfuerzos de posibles desviaciones respecto a los valores previstos de las deformaciones impuestas deben tenerse en cuenta en el dimensionamiento para los estados límite últimos y de servicio.

(2) Salvo que se utilice un método más preciso para el análisis de esfuerzos, el valor característico de las acciones indirectas debidas a las deformaciones impuestas puede determinarse con los valores característicos o nominales de las propiedades de los materiales y de las deformaciones impuestas, si dichas deformaciones impuestas se controlan.

5.4.3 Análisis global no lineal

(1) Puede emplearse análisis global no lineal de acuerdo con el apartado 5.7 de la Norma EN 1992-1-1 y el apartado 5.4.3 de la Norma EN 1993-1-1.

(2)P Debe tenerse en cuenta el comportamiento de la conexión.

(3)P Los efectos de la deformada de la estructura se deben tener en cuenta conforme al apartado 5.2.

5.4.4 Análisis lineal elástico con redistribución limitada en edificación

(1) Suponiendo que no sea necesario considerar los efectos de segundo orden, puede utilizarse análisis lineal elástico con redistribución limitada en vigas continuas y pórticos para las comprobaciones de los estados límite distintos del de fatiga.

(2) La ley de momentos flectores obtenida mediante el análisis global lineal elástico según el apartado 5.4.2 puede redistribuirse de forma que se satisfaga el equilibrio y se tengan en cuenta los efectos del comportamiento inelástico de los materiales y todos los tipos de pandeo.

(3) Los momentos flectores obtenidos mediante el análisis lineal elástico pueden redistribuirse en los casos siguientes:

- a) en vigas mixtas con conexión total o parcial según los puntos (4) a (7);
- b) en elementos de acero de acuerdo con el punto (4) del apartado 5.4.1 de la Norma EN 1993-1-1;
- d) en elementos de hormigón sujetos principalmente a flexión de acuerdo con el apartado 5.5 de la Norma EN 1992-1-1;
- d) en vigas parcialmente embebidas sin losa de hormigón o mixta, de acuerdo con (b) o (c), el que sea más restrictivo.

(4) Para las comprobaciones en estado límite último distinto del de fatiga, los momentos flectores elásticos en vigas mixtas pueden modificarse de acuerdo con los puntos (5) a (7) cuando:

- la viga es un elemento mixto continuo, o parte de un pórtico que resiste fuerzas horizontales mediante arriostramiento;
- la viga se une en sus extremos al resto de la estructura mediante uniones rígidas y de resistencia total, o mediante una de estas uniones en un extremo y otra tipo rótula en el otro extremo;
- en vigas mixtas parcialmente embebidas, si se determina que la capacidad de rotación es suficiente para el grado de distribución adoptado, o si se desprecia la contribución de la parte comprimida del hormigón envolvente en el cálculo del momento resistente de las secciones en las que el momento flector se reduce;
- cada vano tiene canto constante; y
- no es necesario considerar el pandeo lateral.

(5) Cuando sea de aplicación el punto (4), los momentos flectores en vigas mixtas obtenidos mediante el análisis global pueden modificarse:

- reduciendo los momentos negativos máximos en porcentajes menores que los indicados en la tabla 5.1; o
- en vigas con todas las secciones transversales en clase 1 o 2, aumentando los momentos negativos máximos hasta un 10%, para análisis elástico no fisurado, o hasta un 20%, para análisis elástico fisurado, véase 5.4.2.3;

salvo que se verifique que la capacidad de rotación permite un valor superior.

Tabla 5.1 – Límites a la redistribución de momentos negativos, en porcentaje del valor inicial del momento flector que se va a reducir

Clase de la sección transversal en la zona de momentos negativos	1	2	3	4
Para análisis no fisurado	40	30	20	10
Para análisis fisurado	25	15	10	0

(6) Para aceros estructurales de calidad superior a S355, la redistribución sólo se debería aplicar a vigas en las que todas las secciones transversales sean de clase 1 y clase 2. La redistribución por reducción de los máximos momentos negativos no debería superar el 30% para análisis no fisurado ni el 15% para análisis fisurado, a menos que se demuestre que la capacidad de rotación permite un valor superior.

(7) En secciones transversales mixtas de clases 3 o 4, los límites de la tabla 5.1 se refieren a los momentos flectores que, según el proyecto, se suponen actuando sobre el elemento mixto. Los momentos aplicados al elemento de acero no se deberían redistribuir.

5.4.5 Análisis global rígido-plástico para edificación

(1) El análisis global rígido-plástico se puede utilizar para las comprobaciones en estado límite último distinto del de fatiga, cuando no sea necesario considerar efectos de segundo orden y siempre que:

- todos los elementos y uniones del pórtico sean de acero o mixtos;
- el acero cumpla los requisitos del apartado 3.2.2 de la Norma EN 1993-1-1;
- las secciones transversales de los elementos de acero satisfagan el apartado 5.6 de la Norma EN 1993-1-1; y
- las uniones sean capaces de mantener su resistencia plástica a flexión para una capacidad de rotación suficiente.

(2) En vigas y pórticos de edificación no es necesario, normalmente, considerar los efectos de la plastificación alternada.

(3)P Cuando se emplee análisis global rígido-plástico, en cada rótula plástica:

- a) la sección transversal del elemento de acero debe ser simétrica respecto a un plano paralelo al plano del alma o almas;
- b) las dimensiones y coacciones de los elementos de acero deben ser tales que no se produzca pandeo lateral;

- c) debe coaccionarse el movimiento lateral del ala comprimida en todas las rótulas plásticas en las que pueda producirse rotación plástica bajo cualquier hipótesis de carga;
 - d) la capacidad de rotación debe ser suficiente, cuando se considere la contribución de algún esfuerzo axial de compresión en el elemento o en la unión para conseguir la rotación requerida en la rótula; y
 - e) cuando no se determinen mediante cálculo los requisitos de rotación, todos los elementos que contengan rótulas plásticas deben tener secciones transversales de clase 1.
- (4) En vigas mixtas de edificación, se puede suponer que la capacidad de rotación es suficiente cuando:
- a) la calidad del acero no es superior a S355;
 - b) no se considera la contribución del hormigón armado envolvente en compresión para la obtención del valor de cálculo del momento resistente;
 - c) todas las secciones transversales eficaces en las zonas de rótulas plásticas están en clase 1; y todas las demás secciones transversales eficaces están en clase 1 o clase 2;
 - d) cada unión viga-pilar demuestra tener suficiente capacidad de rotación, o tener un valor de cálculo del momento resistente al menos 1,2 veces superior al valor de cálculo del momento resistente de la viga conectada;
 - e) la longitud de los vanos contiguos no difiere en más del 50% del vano más corto;
 - f) los vanos laterales no superan el 115% de la longitud de los vanos contiguos;
 - g) no debería estar en compresión más del 15% del canto total del elemento en cualquier vano en el que más de la mitad del valor de cálculo de la carga total de ese vano está concentrado en un quinto de la longitud de ese vano, que tenga zonas de rótulas plásticas cuya losa de hormigón esté comprimida; esto no es de aplicación cuando se pueda demostrar que la rótula va a ser la última en formarse en ese vano; y
 - h) el ala de acero comprimida en una rótula plástica está coaccionada lateralmente.
- (5) Salvo que se verifique de alguna forma, se debería suponer que los pilares mixtos no tienen capacidad de rotación.
- (6) Cuando la sección transversal de un elemento de acero varía a lo largo de su longitud, se aplica el punto (3) del apartado 5.6 de la Norma EN 1993-1-1.
- (7) Cuando se necesite una coacción conforme a los puntos (3)c) o (4)h), ésta hay que situarla a una distancia de la posición calculada de la rótula, a lo largo del elemento, menor que la mitad del canto de la sección de acero.

5.5 Clasificación de las secciones transversales

5.5.1 Generalidades

- (1)P El sistema de clasificación definido en el apartado 5.5.2 de la Norma EN 1993-1-1 se aplica a secciones transversales de vigas mixtas.
- (2) Una sección mixta se debería clasificar según la clase más desfavorable de sus elementos de acero comprimidos. La clase de una sección mixta depende normalmente de la dirección del momento flector en esa sección.
- (3) Un elemento de acero comprimido coaccionado mediante una conexión a un elemento de hormigón armado puede entrar en una clase más favorable, siempre que se demuestre una mejora en su comportamiento.

(4) A efectos de la clasificación, se debería utilizar la distribución plástica de tensiones excepto en la frontera entre las clases 3 y 4, donde se debería usar la distribución elástica de tensiones teniendo en cuenta, además, la secuencia constructiva y los efectos de la fluencia y la retracción. A efectos de la clasificación, se deberían usar los valores de cálculo de las resistencias de los materiales. Se debería despreciar el hormigón traccionado. La distribución de tensiones se debería obtener para la sección transversal bruta del alma de acero y las alas eficaces.

(5) En secciones transversales de clase 1 y 2 con armaduras traccionadas, las armaduras dispuestas dentro de la anchura eficaz deberían tener una ductilidad clase B o C, véase la tabla C.1 de la Norma EN 1992-1-1. Además, en una sección cuyo momento resistente se determine de acuerdo con el apartado 6.2.1.2, 6.2.1.3 o 6.2.1.4, se debería disponer dentro de la anchura eficaz del ala de hormigón un área mínima de armadura A_s que satisfaga la siguiente condición:

$$A_s \geq \rho_s A_c \quad (5.7)$$

con:

$$\rho_s = \delta \frac{f_y}{235} \frac{f_{ctm}}{f_{sk}} \sqrt{k_c} \quad (5.8)$$

donde

A_c es el área eficaz del ala de hormigón;

f_y es el valor nominal del límite elástico del acero estructural en N/mm²;

f_{sk} es el valor característico del límite elástico de las armaduras;

f_{ctm} es el valor medio de la resistencia a tracción del hormigón, véanse las tablas 3.1 y 11.3.1 de la Norma EN 1992-1-1;

k_c es un coeficiente indicado en el apartado 7.4.2;

δ es igual a 1,0 para secciones transversales de clase 2, e igual a 1,1 para secciones transversales de clase 1 en las que se requiera una rótula plástica.

(6) Las mallas electrosoldadas no deberían incluirse en la sección eficaz a menos que se demuestre que tienen suficiente ductilidad, colocadas en una losa de hormigón, para asegurar que no se produce su rotura frágil.

(7) En el análisis global de las etapas constructivas, se debería tener en cuenta la clase de la sección de acero en la etapa considerada.

5.5.2 Clasificación de las secciones mixtas no embebidas en hormigón

(1) Un ala de acero comprimida cuyo pandeo está impedido mediante su unión eficaz con conectadores a un ala de hormigón, se puede considerar de clase 1 si la separación entre conectadores es conforme con el apartado 6.6.5.5.

(2) La clasificación de otras alas y almas de acero comprimidas en vigas mixtas sin hormigón envolvente debería efectuarse de acuerdo con la tabla 5.2 de la Norma EN 1993-1-1. Cuando un elemento no cumple los límites de clase 3 debería considerarse de clase 4.

(3) Las secciones transversales cuyas almas estén en clase 3 y cuyas alas estén en clase 1 o 2 pueden tratarse como una sección eficaz en clase 2 con un alma eficaz de acuerdo con el apartado 6.2.2.4 de la Norma EN 1993-1-1.

5.5.3 Clasificación de secciones mixtas embebidas en hormigón, para edificación

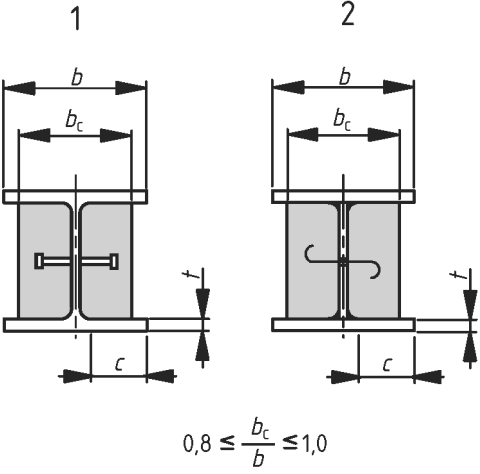
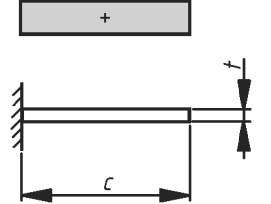
(1) Un ala de acero exterior de una sección mixta con hormigón envolvente que cumpla lo indicado en el punto (2) siguiente puede clasificarse de acuerdo con la tabla 5.2.

(2) Para un alma de un perfil de acero embebida, el hormigón envolvente debería estar armado, con las armaduras conectadas mecánicamente a la sección de acero, y debería ser capaz de evitar el pandeo del alma y de cualquier parte del ala comprimida hacia el alma. Puede considerarse que estos requisitos se cumplen si:

- el hormigón que recubre el alma está armado mediante barras longitudinales y cercos o malla electrosoldada;
- se cumplen los requisitos indicados en la tabla 5.2 para el cociente b_c / b ;
- el hormigón entre alas está fijado al alma de acuerdo con la figura 6.10, con los cercos soldados al alma o con barras de al menos 6 mm de diámetro pasantes a través de agujeros o con pernos de diámetro mayor que 10 mm soldados al alma; y
- la separación longitudinal de los pernos a cada lado del alma o de las barras pasantes no es mayor que 400 mm. La distancia entre la cara interior de cada ala y la fila más próxima de puntos de conexión al alma no es mayor que 200 mm. Para secciones de acero de canto mayor que 400 mm y dos o más filas de puntos de conexión, se puede usar una disposición al tresbolillo de los pernos y barras pasantes.

(3) Un alma de acero de clase 3 embebida en hormigón de acuerdo con los criterios especificados en el punto (2) se puede considerar de clase 2.

Tabla 5.2 – Clasificación de las alas de acero comprimidas en secciones parcialmente embebidas

 $0,8 \leq \frac{b_c}{b} \leq 1,0$		 <p>Distribución de tensiones (compresión positiva)</p>
Clase	Tipo	Límite
1	(1) laminada (2) soldada	$c/t \leq 9 \epsilon$
2		$c/t \leq 14 \epsilon$
3		$c/t \leq 20 \epsilon$

CAPÍTULO 6 ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS

6.1 Vigas

6.1.1 Vigas de edificación

(1)P Las vigas mixtas se definen en el apartado 1.5.2. En la figura 6.1 se muestran unas secciones transversales típicas con una losa maciza o con una losa mixta. Las vigas parcialmente embebidas son aquéllas en las que el alma de la sección de acero está envuelta por hormigón armado con conexión a rasante entre el hormigón y la parte de acero.

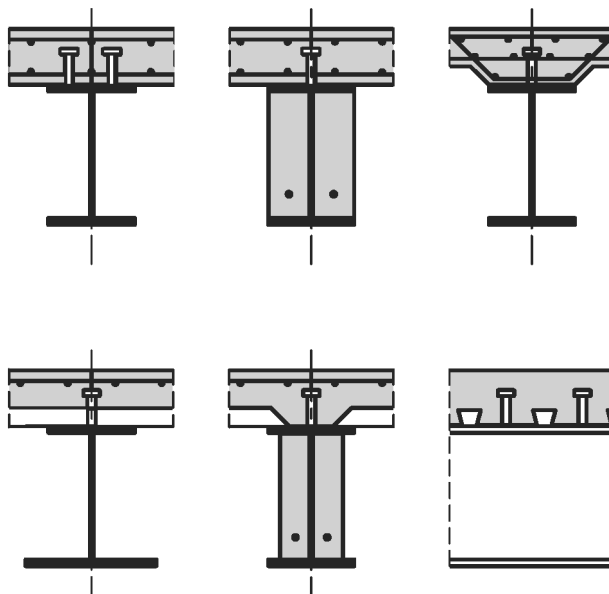


Figura 6.1 – Secciones transversales típicas de vigas mixtas

(2) Los valores de cálculo de las resistencias a flexión y/o a cortante de secciones transversales mixtas se deberían determinar de acuerdo con el apartado 6.2 en el caso de vigas mixtas con elementos de acero, y con el apartado 6.3 en el caso de vigas mixtas parcialmente embebidas.

(3)P En las vigas mixtas debe comprobarse:

- la resistencia de las secciones transversales críticas (6.2 y 6.3);
- la resistencia al pandeo lateral (6.4);
- la resistencia al abolladura por cortante (6.2.2.3) y a fuerzas transversales en las almas (6.5);
- la resistencia al esfuerzo rasante (6.6).

(4)P Son secciones transversales críticas:

- las secciones de máximo momento flector;
- los apoyos;
- las secciones sometidas a cargas concentradas o reacciones;
- los cambios bruscos de sección transversal, excepto los debidos a la fisuración del hormigón.

(5) Un cambio brusco de sección transversal se debería considerar como sección crítica cuando la relación entre el momento resistente mayor y el menor supera el valor de 1,2.

(6) En la comprobación de la resistencia frente a esfuerzo rasante, se toma como longitud crítica la longitud de la interfaz entre dos secciones críticas. Para este propósito, las secciones críticas también incluyen:

- el extremo libre de los voladizos;
- en elementos de canto variable, cualquier par de secciones transversales contiguas en las que la relación entre el mayor y el menor momento plástico resistente (del mismo eje) no supera el valor 1,5.

(7)P Los conceptos “conexión total” y “conexión parcial” son aplicables sólo a vigas en las que se utilice la teoría de plasticidad para calcular la resistencia a flexión de las secciones críticas. Un vano de una viga, o un voladizo, tiene conexión total cuando un aumento en el número de conectadores no aumenta valor de cálculo del momento flector resistente del elemento. En caso contrario, la conexión es parcial.

NOTA En el apartado 6.6.1.2 se indican los límites para el uso de la conexión parcial.

6.1.2 Anchura eficaz para la comprobación de las secciones transversales

(1) La anchura eficaz del ala de hormigón para la comprobación de las secciones transversales debería determinarse de acuerdo con el apartado 5.4.1.2, teniendo en cuenta la distribución de anchuras eficaces entre apoyos y zonas de centro de vano.

(2) Como simplificación para edificación, se puede tomar una anchura eficaz constante en toda la zona de momentos positivos de cada vano. Esta anchura puede tomarse igual al valor de $b_{\text{eff},1}$ en centro de vano. La misma simplificación se puede adoptar para toda la zona de momentos negativos a ambos lados de un apoyo intermedio. En este caso, la anchura puede tomarse igual al valor de $b_{\text{eff},2}$ en el apoyo correspondiente.

6.2 Resistencia de las secciones transversales de vigas

6.2.1 Resistencia a flexión

6.2.1.1 Generalidades

(1)P El valor de cálculo de la resistencia a flexión se debe obtener con la teoría rígido-plástica sólo cuando la sección mixta eficaz esté en clase 1 o clase 2 y cuando no se utilice pretensado mediante tendones.

(2) El análisis elástico y la teoría no lineal se pueden aplicar para determinar la resistencia a flexión de secciones transversales de cualquier clase.

(3) Para la aplicación del análisis elástico y de la teoría no lineal, puede suponerse que la sección mixta permanece plana si la conexión y la armadura transversal se dimensionan de acuerdo con el apartado 6.6, considerando la adecuada distribución del esfuerzo rasante.

(4)P Se debe despreciar la resistencia a tracción del hormigón.

(5) Cuando la parte de acero de un elemento mixto tenga curvatura en planta, los efectos de la curvatura se deberían tener en cuenta.

6.2.1.2 Momento plástico resistente $M_{\text{pl,Rd}}$ de una sección mixta

(1) En el cálculo de $M_{\text{pl,Rd}}$ se deberían considerar las hipótesis siguientes:

- a) hay interacción total entre el acero estructural, las armaduras y el hormigón;
- b) el área eficaz del elemento de acero estructural alcanza el valor de cálculo del límite elástico f_{yd} a tracción o a compresión;

- c) el área eficaz de la armadura longitudinal en tracción alcanza el valor de cálculo del límite elástico f_{sd} a tracción o a compresión. En cambio, la armadura comprimida de una losa de hormigón se puede despreciar;
- d) el área eficaz del hormigón comprimido alcanza tensiones de $0,85f_{cd}$, constante en toda la altura entre la fibra neutra plástica y la fibra más comprimida del hormigón, donde f_{cd} es el valor de cálculo de la resistencia a compresión del hormigón obtenida con probeta cilíndrica.

En la figura 6.2 se muestran unas distribuciones plásticas de tensiones típicas.

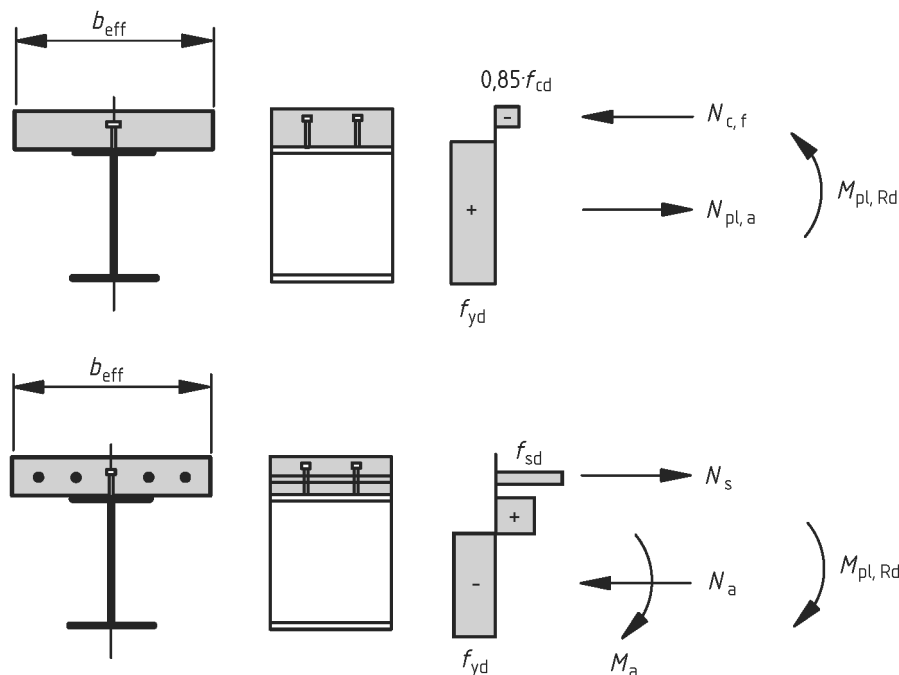


Figura 6.2 – Ejemplos de distribuciones plásticas de tensiones en una viga mixta con losa maciza y conexión total en flexión positiva y negativa

- (2) En las secciones transversales mixtas con acero estructural de tipo S420 o S460, si la distancia x_{pl} entre la fibra neutra plástica y la fibra extrema de la losa de hormigón comprimida supera el 15% del canto total h del elemento, el valor de cálculo del momento resistente M_{Rd} debería tomarse igual a $\beta M_{pl,Rd}$ donde β es el coeficiente de reducción indicado en la figura 6.3. Para valores de x_{pl}/h mayores que 0,4 el momento resistente debería determinarse según los apartados 6.2.1.4 o 6.2.1.5.
- (3) Si se utiliza la teoría de la plasticidad y las armaduras están en tracción, esas armaduras deberían ser conformes con el punto (5) del apartado 5.5.1.
- (4)P En edificación, se debe despreciar la chapa nervada comprimida.
- (5) En edificación, la chapa nervada traccionada incluida dentro de la sección eficaz se debería suponer trabajando con el valor de cálculo del límite elástico, $f_{yp,d}$.

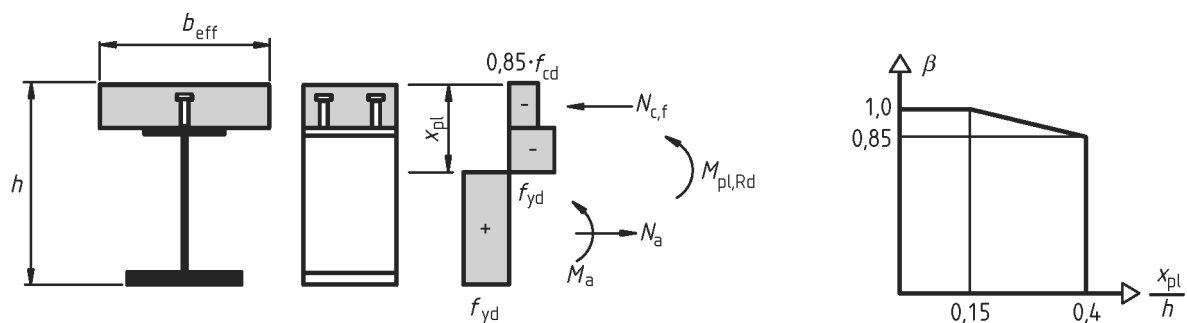


Figura 6.3 – Coeficiente de reducción β para $M_{pl,Rd}$

6.2.1.3 Momento plástico resistente de secciones con conexión parcial en edificación

- (1) En zonas de momentos positivos de vigas mixtas de edificación se puede utilizar una conexión parcial según los apartados 6.6.1 y 6.6.2.2.
- (2) Salvo que se verifique de otra forma, el momento plástico resistente en flexión negativa debería determinarse de acuerdo con el apartado 6.2.1.2 y se debería disponer una conexión adecuada para asegurar la plastificación de las armaduras traccionadas.
- (3) Si se emplean conectadores dúctiles, el momento resistente de la sección crítica de la viga M_{Rd} puede calcularse mediante la teoría rígido-plástica de acuerdo con el apartado 6.2.1.2, salvo que sea preferible utilizar un valor reducido de la fuerza de compresión en el ala de N_c en lugar de la fuerza $N_{c,f}$ indicada en el punto (1) d) del apartado 6.2.1.2. El cociente $\eta = N_c/N_{c,f}$ es el grado de conexión. La posición de la fibra neutra plástica en la losa debería determinarse para la nueva fuerza N_c , véase la figura 6.4. Hay una segunda fibra neutra plástica dentro de la sección de acero, que es la que debería utilizarse para la clasificación del alma.

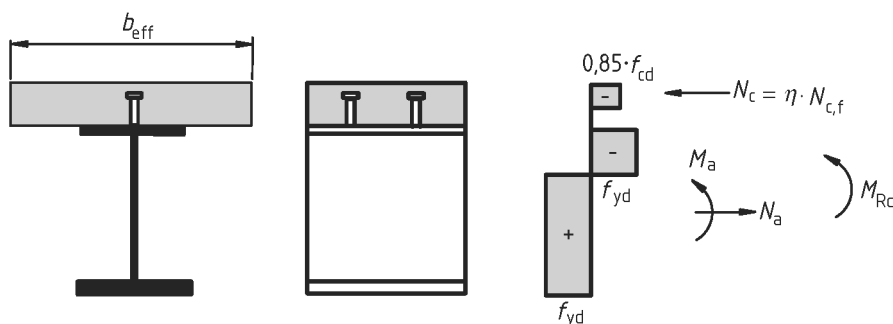
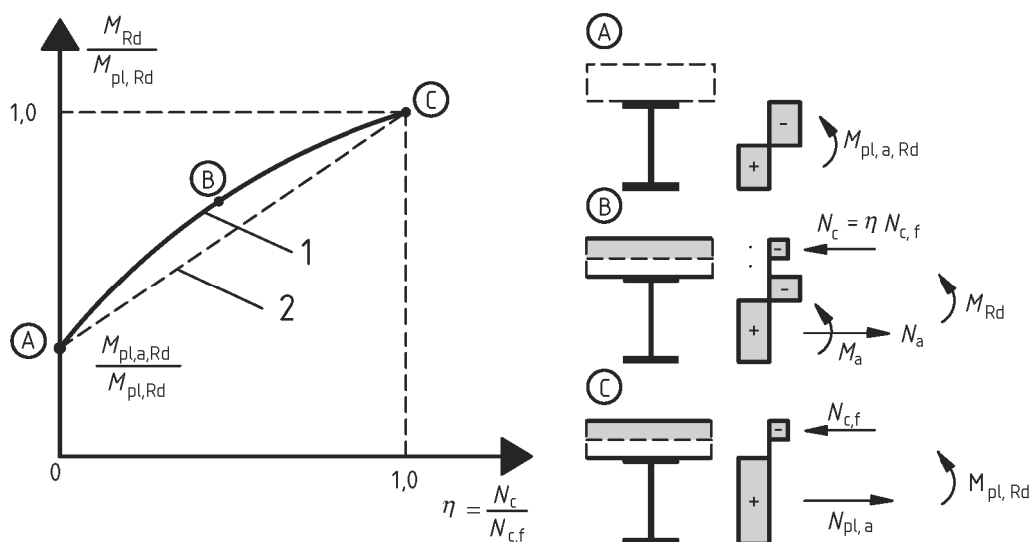


Figura 6.4 – Distribución plástica de tensiones en flexión positiva con conexión parcial

- (4) La relación entre M_{RD} y N_c en el punto (3) se indica de modo cualitativo mediante la curva convexa ABC de la figura 6.5, donde $M_{pl,a,Rd}$ y $M_{pl,Rd}$ son los valores de cálculo de la resistencia plástica a flexión positiva de la sección de acero estructural sola y de la sección mixta con conexión total, respectivamente.



- 1 Teoría plástica
2 Método simplificado

Figura 6.5 – Relación entre M_{Rd} y N_c (para los conectadores dúctiles)

(5) En el método indicado en el punto (3), puede determinarse un valor conservador de M_{Rd} con la línea recta AC en la figura 6.5:

$$M_{Rd} = M_{pl,a,Rd} + \left(M_{pl,Rd} - M_{pl,a,Rd} \right) \frac{N_c}{N_{c,f}} \quad (6.1)$$

6.2.1.4 Resistencia a flexión no lineal

(1)P Si la resistencia a flexión de una sección mixta se determina mediante teoría no lineal, se deben considerar las leyes de tensión-deformación de los materiales.

(2) Se debería suponer que la sección transversal mixta permanece plana y que la deformación en las armaduras adherentes, traccionadas o comprimidas, es la misma que la deformación media en el hormigón circundante.

(3) Las tensiones en el hormigón comprimido se deberían obtener a partir de las curvas tensión-deformación indicadas en el apartado 3.1.7 de la Norma EN 1992-1-1.

(4) Las tensiones en la armadura se deberían obtener a partir de los diagramas bilineales indicados en el apartado 3.2.7 de la Norma EN 1992-1-1.

(5) Las tensiones en el acero estructural comprimido o traccionado se deberían obtener a partir del diagrama bilineal indicado en el punto (4) del apartado 5.4.3 de la Norma EN 1993-1-1, y deberían tener en cuenta los efectos del procedimiento constructivo (por ejemplo, apeado o sin apeado).

(6) En secciones transversales mixtas de clase 1 y clase 2 con el ala de hormigón en compresión, la resistencia no lineal a flexión M_{Rd} puede determinarse en función de la fuerza de compresión en el hormigón N_c usando las ecuaciones simplificadas (6.2) y (6.3), como se muestra en la figura 6.6:

$$M_{Rd} = M_{a,Ed} + (M_{el,Rd} - M_{a,Ed}) \frac{N_c}{N_{c,el}} \quad \text{para } N_c \leq N_{c,el} \quad (6.2)$$

$$M_{Rd} = M_{el,Rd} + (M_{pl,Rd} - M_{el,Rd}) \frac{N_c - N_{c,el}}{N_{c,f} - N_{c,el}} \quad \text{para } N_{c,el} \leq N_c \leq N_{c,f} \quad (6.3)$$

con:

$$M_{el,Rd} = M_{a,Ed} + k M_{c,Ed} \quad (6.4)$$

donde

$M_{a,Ed}$ es el valor de cálculo del momento flector aplicado a la sección de acero estructural antes del comportamiento mixto;

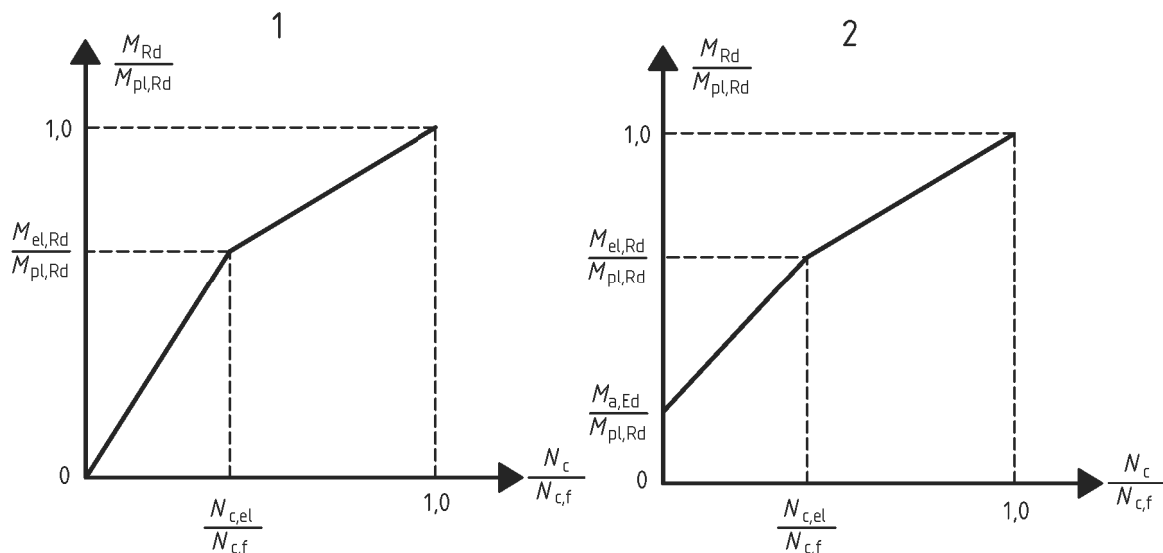
$M_{c,Ed}$ es la parte del valor de cálculo del momento flector aplicado a la sección mixta;

k es el menor coeficiente tal que se alcance alguno de los límites de tensiones indicados en el punto (2) del apartado 6.2.1.5; si se la construcción es no apeada, se debería tener en cuenta la secuencia constructiva;

$N_{c,el}$ es la fuerza de compresión en el ala de hormigón correspondiente al momento $M_{el,Rd}$.

En las secciones transversales en que se aplica el punto (2) del apartado 6.2.1.2, debería usarse el valor reducido $\beta M_{pl,Rd}$ en lugar de $M_{pl,Rd}$ en la ecuación (6.3) y en la figura 6.6.

(7) En edificación, la determinación de $M_{el,Rd}$ puede simplificarse usando el punto (11) del apartado 5.4.2.2.



Leyenda

- 1 Construcción apeada
- 2 Construcción sin apear

Figura 6.6 – Relación simplificada entre M_{Rd} y N_c para secciones con la losa de hormigón en compresión

6.2.1.5 Resistencia elástica a flexión

(1) Las tensiones se deberían calcular con la teoría elástica, utilizando una anchura eficaz del ala de hormigón de acuerdo con el apartado 6.1.2. Para secciones transversales de clase 4, la sección eficaz de acero estructural se debería determinar de acuerdo con el apartado 4.3 la Norma EN 1993-1-5.

(2) Para el cálculo de la resistencia elástica a flexión basada en la sección eficaz, los valores límite de las tensiones se deberían tomar como:

- f_{cd} para hormigón comprimido;
- f_{yd} para acero estructural traccionado o comprimido;
- f_{sd} para armaduras traccionadas o comprimidas. Como alternativa, las armaduras comprimidas en una losa de hormigón se pueden despreciar.

(3) Las tensiones debidas a las acciones actuantes sobre la estructura de acero sola deben añadirse a las tensiones debidas a las acciones actuantes sobre el elemento mixto.

(4) Salvo que se use un método más preciso, el efecto de la fluencia se debería tener en cuenta mediante el uso de un coeficiente de equivalencia de acuerdo con el apartado 5.4.2.2.

(5) En secciones transversales con hormigón traccionado y supuesto fisurado, las tensiones debidas a efectos isostáticos de la retracción se pueden despreciar.

6.2.2 Resistencia a cortante

6.2.2.1 Objeto y campo de aplicación

(1) El apartado 6.2.2 se aplica a vigas mixtas con elementos de acero laminados o armados de alma llena, que pueden estar rigidizados.

6.2.2.2 Resistencia plástica a cortante

(1) La resistencia a cortante, $V_{pl,Rd}$, debería tomarse igual a la resistencia de la parte de acero estructural, $V_{pl,a,Rd}$, salvo que se haya establecido el valor de la contribución de la parte de hormigón de la viga.

(2) El valor de cálculo de la resistencia plástica a cortante $V_{pl,a,Rd}$ de la sección estructural se debería determinar de acuerdo con el apartado 6.2.6 de la Norma EN 1993-1-1.

6.2.2.3 Resistencia a la abolladura por cortante

(1) La resistencia a la abolladura por cortante $V_{b,Rd}$ de un alma de acero no embebida se debería determinar de acuerdo con el capítulo 5 de la Norma EN 1993-1-5.

(2) No debería considerarse la contribución de la losa de hormigón, salvo que se use un método más preciso que el de la Norma EN 1993-1-5 y que la conexión se dimensione para la fuerza vertical correspondiente.

6.2.2.4 Flexión y cortante

(1) Cuando el esfuerzo cortante de cálculo, V_{Ed} , supera la mitad de la resistencia a cortante, V_{Rd} , dada por el menor de los valores entre $V_{pl,Rd}$ según el apartado 6.2.2.2 o $V_{b,Rd}$ según el apartado 6.2.2.3, se debería tener en cuenta su efecto en el momento resistente.

(2) Para secciones en clase 1 o 2, la influencia del cortante en la resistencia a flexión puede tenerse en cuenta mediante una reducción del valor de cálculo de la resistencia del acero $(1 - \rho) f_{yd}$ en el área de cortante como se muestra en la figura 6.7, donde:

$$\rho = (2V_{Ed} / V_{Rd} - 1)^2 \quad (6.5)$$

y V_{Rd} es la resistencia a cortante, determinada de acuerdo con el apartado 6.2.2.2 o 6.2.2.3.

(3) Para las secciones transversales en clase 3 o 4, es aplicable el apartado 7.1 de la Norma EN 1993-1-5 usando M_{Ed} , el momento flector total, para las secciones transversales consideradas, y tanto $M_{pl,Rd}$ como $M_{f,Rd}$ para las secciones transversales mixtas.

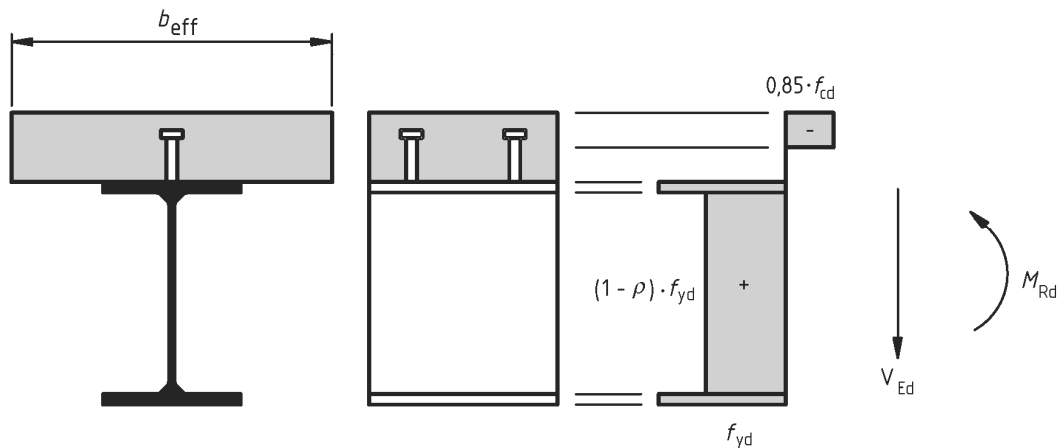


Figura 6.7 – Distribución plástica de tensiones modificada por el efecto del cortante

6.3 Resistencia de las secciones transversales de vigas de edificación parcialmente embebidas

6.3.1 Objeto y campo de aplicación

(1) Las vigas parcialmente embebidas se definen en el punto (1) del apartado 6.1.1. Una losa de hormigón o mixta también puede formar parte de la sección eficaz de la viga mixta, siempre que esté unida a la sección de acero mediante una conexión conforme al apartado 6.6. En la figura 6.8 se muestran diferentes tipos de secciones típicas.

(2) El apartado 6.3 se aplica a secciones parcialmente embebidas de clase 1 o 2, siempre que d/t_w no sea mayor que 124ε .

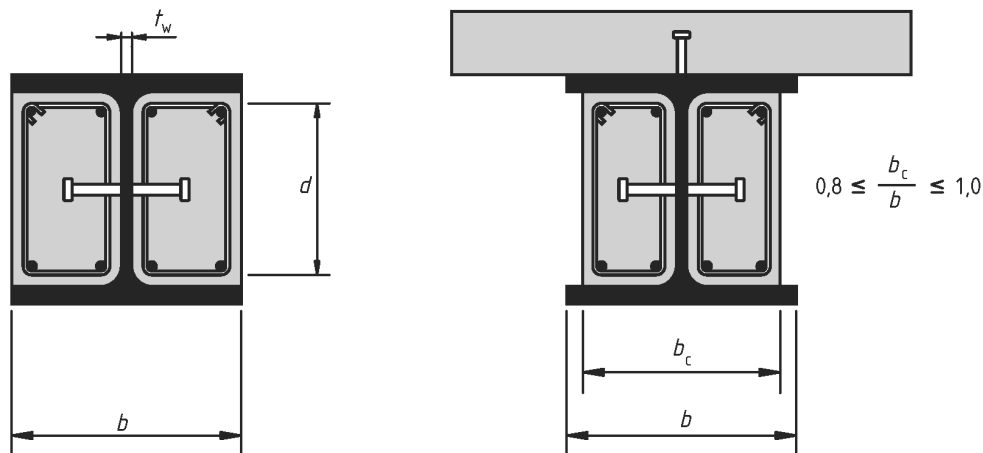


Figura 6.8 – Secciones transversales típicas de vigas parcialmente embebidas

(3) Las disposiciones contenidas en 1994-1-1 son aplicables a menos que figuren reglas diferentes en el apartado 6.3.

6.3.2 Resistencia a flexión

(1) Debería disponerse conexión total entre la sección de acero estructural y el hormigón que envuelve al alma, de acuerdo con el apartado 6.6.

(2) El valor de cálculo del momento resistente puede determinarse mediante teoría plástica. Puede despreciarse la armadura comprimida del hormigón envolvente. En la figura 6.9, se muestran algunos ejemplos de distribuciones plásticas de tensiones.

(3) Puede utilizarse conexión parcial para la fuerza de compresión en cualquier losa de hormigón o mixta que forme parte de la sección eficaz.

(4) Cuando se use una conexión parcial con conectadores dúctiles, el momento plástico resistente de la viga debería calcularse de acuerdo con el punto (2) del apartado 6.3.2 y el punto (1) del apartado 6.2.1.2, salvo que sea preferible usar un valor reducido de la fuerza de compresión en la losa de hormigón o mixta N_c como en los puntos (3), (4) y (5) del apartado 6.2.1.3.

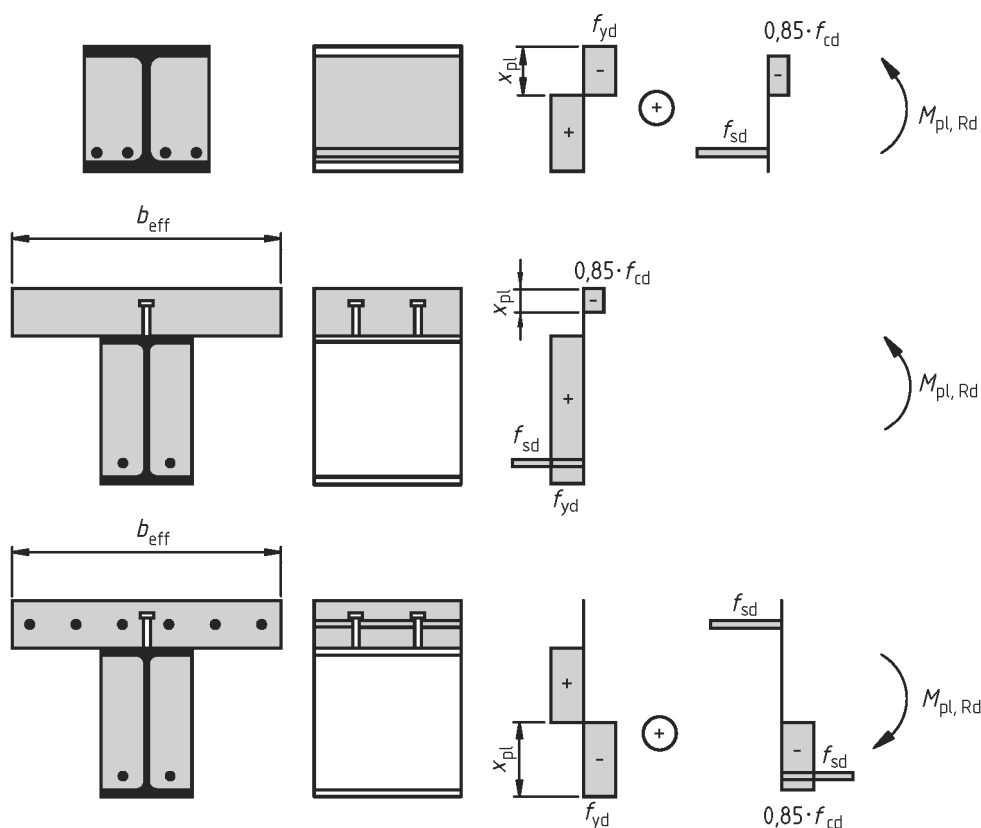


Figura 6.9 – Ejemplos de distribuciones plásticas de tensiones para secciones eficaces

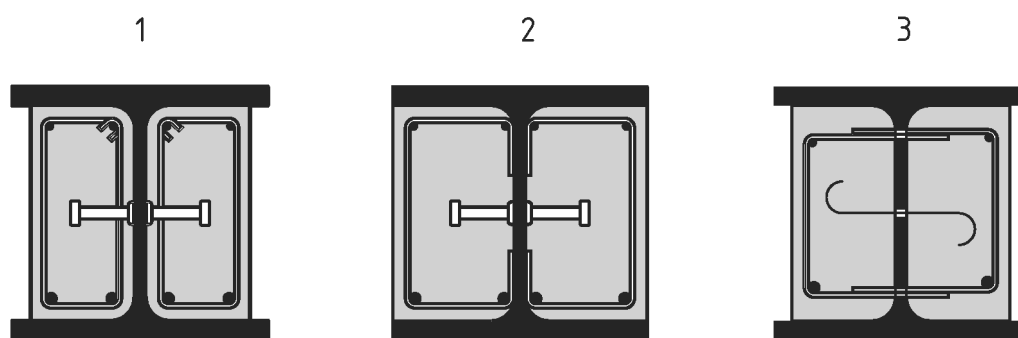
6.3.3 Resistencia a cortante

(1) El valor de cálculo de la resistencia a cortante de la sección de acero, $V_{pl,a,Rd}$, debería determinarse mediante la teoría plástica según el punto (2) del apartado 6.2.2.2.

(2) La contribución a cortante del revestimiento del alma puede tenerse en cuenta para la determinación del valor de cálculo de la resistencia a cortante de la sección, si se utilizan cercos de acuerdo con la figura 6.10. Debería disponerse una conexión adecuada entre el hormigón envolvente y la sección de acero estructural. Si los cercos del hormigón envolvente son abiertos, deberían unirse al alma mediante soldaduras a tope. En caso contrario, no se debería tener en cuenta la contribución de la armadura de cortante.

(3) Salvo que se efectúe un análisis más preciso, la distribución del cortante total, V_{Ed} , en las partes $V_{a,Ed}$ y $V_{c,Ed}$ actuantes sobre la sección de acero y sobre el hormigón armado que envuelve al alma, respectivamente, puede suponerse en la misma proporción que las contribuciones de la sección de acero y la del revestimiento a la resistencia a flexión $M_{pl,Rd}$.

(4) La resistencia a cortante del hormigón que envuelve al alma debería tener en cuenta la fisuración del hormigón y se debería comprobar de acuerdo con el apartado 6.2 de la Norma EN 1992-1-1, y con el resto de requisitos relevantes contenidos en dicha norma.



Leyenda

- 1 Cercos cerrados
- 2 Cercos abiertos soldados al alma
- 3 Cercos a través del alma

Figura 6.10 – Disposición de los cercos

6.3.4 Flexión y cortante

(1) Cuando el esfuerzo cortante de cálculo, $V_{a,Ed}$, supera la mitad del valor de cálculo de la resistencia plástica a cortante, $V_{pl,a,Rd}$, de la sección de acero, se debería considerar su efecto en la resistencia a flexión.

(2) La influencia del cortante en la resistencia a flexión puede expresarse como se indica en el punto (2) del apartado 6.2.2.4 con la modificación siguiente. En la ecuación (6.5), la relación $V_{Ed}/V_{pl,Rd}$ se reemplaza por $V_{a,Ed}/V_{pl,a,Rd}$ para calcular la resistencia reducida del acero en el área de cortante de la sección de acero estructural. Después, el valor de cálculo del momento plástico resistente reducido M_{Rd} debería calcularse de acuerdo con el apartado 6.3.2.

6.4 Pandeo lateral de vigas mixtas

6.4.1 Generalidades

(1) Un ala de acero unida a una losa de hormigón o mixta mediante conectadores de acuerdo con el apartado 6.6 puede suponerse lateralmente estable, siempre que se evite la inestabilidad lateral de la losa.

(2) En el resto de alas de acero comprimidas se debería comprobar la estabilidad lateral.

(3) Los métodos recogidos en los apartados 6.3.2.1 a 6.3.2.3 de la Norma EN 1993-1-1 y, con más generalidad, en el apartado 6.3.4, son aplicables a la sección de acero sobre la base de las fuerzas de la sección transversal en la sección mixta, considerando los efectos de la secuencia constructiva de acuerdo con el apartado 5.4.2.4. Puede tenerse en cuenta la coacción lateral y torsional elástica a nivel de la conexión a la losa de hormigón.

(4) Para vigas mixtas en edificación con secciones transversales de clase 1, 2 o 3 y de sección de acero estructural constante, puede usarse el método indicado en el apartado 6.4.2.

6.4.2 Comprobación del pandeo lateral de vigas mixtas continuas con secciones transversales de clase 1, 2 y 3 para edificación

(1) El valor de cálculo del momento resistente a pandeo lateral de una viga mixta continua sin coacción lateral (o una viga dentro de un pórtico que es mixto en toda su longitud) con secciones transversales de clase 1, 2 o 3 y con una sección de acero estructural constante, se debería tomar como:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} M_{Rd} \quad (6.6)$$

donde

χ_{LT} es el coeficiente de reducción por pandeo lateral, en función de la esbeltez relativa $\bar{\lambda}_{LT}$;

M_{Rd} es el valor de cálculo del momento resistente a flexión negativa en el apoyo interior que proceda (o unión viga-pilar).

Los valores del coeficiente de reducción χ_{LT} pueden tomarse del apartado 6.3.2.2 o el 6.3.2.3 de la Norma EN 1993-1-1.

(2) Para secciones transversales de clase 1 o 2, M_{Rd} debería determinarse de acuerdo con el apartado 6.2.1.2 para una viga cuya resistencia a flexión se obtiene a partir de la teoría plástica, con el apartado 6.2.1.4 para una viga cuya resistencia a flexión se obtiene a partir de la teoría no lineal, o con el apartado 6.3.2 para una viga parcialmente embebida, determinando f_{yd} mediante el coeficiente parcial de seguridad γ_{M1} indicado en el punto (1) del apartado 6.1 de la Norma EN 1993-1-1.

(3) Para secciones transversales de clase 3, M_{Rd} debería determinarse usando la ecuación (6.4), pero como el valor de cálculo del momento flector negativo que da lugar bien a tensiones de tracción f_{sd} en la armadura, o bien a tensiones de compresión f_{yd} en la fibra extrema inferior de la sección de acero (la que sea menor); f_{yd} debería determinarse usando el coeficiente parcial de seguridad γ_{M1} indicado en el punto (1) del apartado 6.1 de la Norma EN 1993-1-1.

(4) La esbeltez relativa $\bar{\lambda}_{LT}$ puede calcularse:

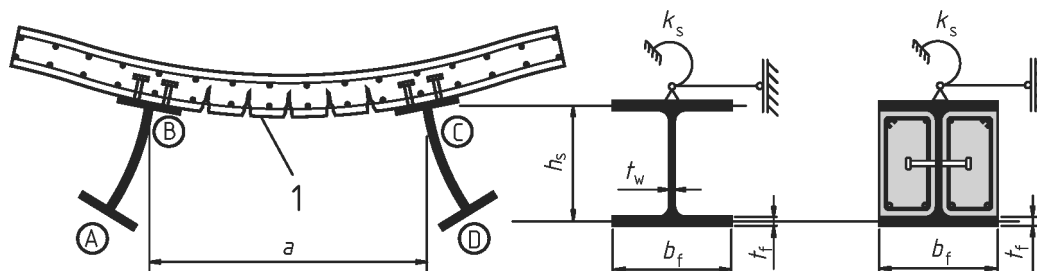
$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{Rk}}{M_{cr}}} \quad (6.7)$$

donde

M_{Rk} es el momento resistente de la sección mixta con los valores característicos de las propiedades de los materiales;

M_{cr} es el momento crítico elástico de pandeo lateral determinado en el apoyo interior del vano donde el momento flector negativo es mayor.

(5) Si la misma losa está unida a uno o más puntales de acero aproximadamente paralelos a la viga mixta considerada y si se satisfacen las condiciones (c), (e) y (f) del apartado 6.4.3, el cálculo del momento crítico elástico, M_{cr} , puede basarse en el modelo del "pórtico continuo en U invertida". Como se muestra en la figura 6.11, este modelo considera el desplazamiento lateral del ala inferior que produce flexión del alma de acero y la rotación del ala superior resistida por la flexión de la losa.



Leyenda

1 Fisuras

Figura 6.11 – Pórtico en U invertida ABCD resistente a pandeo lateral

(6) A nivel del ala de acero superior, puede adoptarse una rigidez rotacional k_s por unidad de longitud de viga de acero para representar el modelo del pórtico en U invertida mediante una viga sola:

$$k_s = \frac{k_1 k_2}{k_1 + k_2} \quad (6.8)$$

donde

k_1 es la rigidez a flexión de la losa fisurada de hormigón o mixta en la dirección transversal a la viga de acero, que puede tomarse como:

$$k_1 = \alpha (EI)_2 / a \quad (6.9)$$

donde $\alpha = 2$ para k_1 para una viga de borde, con o sin voladizo, y $\alpha = 3$ para una viga interior. Para vigas interiores en un forjado con cuatro o más vigas iguales, puede usarse $\alpha = 4$;

a es la separación entre vigas paralelas;

$(EI)_2$ es la inercia fisurada por unidad de anchura de la losa de hormigón o mixta, tomada como el menor valor en centro de vano, para flexión positiva, y el valor en el apoyo de acero, para flexión negativa;

k_2 es la rigidez a flexión del alma de acero, de valor:

$$k_2 = \frac{E_a t_w^3}{4(1 - \nu_a^2) h_s} \quad (6.10)$$

para una viga de acero no embebida,

donde

ν_a es el módulo de Poisson para acero estructural y h_s y t_w se definen en la figura 6.11.

(7) Para una viga de acero parcialmente embebida de acuerdo con el punto (2) del apartado 5.5.3, la rigidez a flexión k_2 puede incluir el hormigón envolvente y calcularse de la forma siguiente:

$$k_2 = \frac{E_a t_w b_c^2}{16 h_s (1 + 4 n t_w / b_c)} \quad (6.11)$$

donde

n es el coeficiente de equivalencia a largo plazo de acuerdo con el apartado 5.4.2.2; y

b_c es la anchura del hormigón envolvente, según la figura 6.8.

(8) En el modelo del pórtico en U, para el cálculo de M_{cr} puede tenerse en cuenta el efecto favorable de la rigidez torsional de Saint-Venant $G_a I_{at}$ de la sección.

(9) Para una viga de acero parcialmente embebida con hormigón armado envolvente, bien con estribos abiertos unidos al alma o bien con cercos, la rigidez torsional del hormigón envolvente puede añadirse al valor $G_a I_{at}$ de la sección de acero. Esta rigidez torsional adicional debería tomarse igual a $G_c I_{ct}/10$, donde G_c es el módulo de elasticidad transversal del hormigón, que puede tomarse igual a $0,3 E_a/n$ (donde n es el coeficiente de equivalencia a largo plazo), e I_{ct} es la constante de Saint-Venant para el hormigón envolvente, suponiendo que éste no está fisurado y su anchura es igual a la anchura total del hormigón envolvente.

6.4.3 Comprobación simplificada para edificación sin cálculo directo

(1) Una viga continua (o una viga situada en un pórtico que es mixto en toda su longitud) con secciones transversales de clase 1, 2 o 3, puede proyectarse sin arriostramiento lateral adicional cuando se cumplen las condiciones siguientes:

- La luz de los vanos adyacentes no difiere más de un 20% de la menor luz. Cuando hay un voladizo, su longitud no supera el 15% de la luz del vano adyacente.
- La carga en cada vano se encuentra uniformemente repartida, y el valor de cálculo de la carga permanente supera el 40% del valor de cálculo de la carga total.
- El ala superior del elemento de acero está unida a una losa de hormigón o mixta mediante conectadores de acuerdo con el apartado 6.6.
- La misma losa está también unida a otro elemento de apoyo aproximadamente paralelo a la viga mixta considerada, formando un pórtico en U invertida como el de la figura 6.11.
- Si la losa es mixta, sus nervios son perpendiculares a los dos elementos de apoyo del pórtico en U invertida considerado.
- En cada apoyo del elemento de acero, el ala inferior está coaccionada lateralmente y el alma está rigidizada. Fuera de estos puntos, el alma puede no estar rigidizada.
- Si el elemento de acero es IPE o HE que no está embebido, su canto h no supera el límite indicado en la tabla 6.1.
- Si el elemento de acero está parcialmente embebido en hormigón de acuerdo con el punto (2) del apartado 5.5.3, su canto h no supera el límite indicado en la tabla 6.1 en más de 200 mm para tipos de aceros hasta S355, ni en más de 150 mm para aceros de tipos S420 y S460.

NOTA En el anexo nacional pueden incluirse disposiciones para otras secciones tipo de acero.

Tabla 6.1 – Canto máximo h (mm) de elementos de acero no embebidos para los que se aplica el apartado 6.4.3

Elemento de acero	Tipos de acero			
	S 235	S 275	S 355	S 420 y S 460
IPE	600	550	400	270
HE	800	700	650	500

6.5 Fuerzas transversales en el alma

6.5.1 Generalidades

(1) Las reglas indicadas en el capítulo 6 de la Norma EN 1993-1-5 para determinar el valor de cálculo de la resistencia de un alma, rigidizada o no rigidizada, frente a fuerzas transversales aplicadas a través de un ala se aplican al ala de acero no mixta de una viga mixta y a la parte adyacente del alma.

(2) Si la fuerza transversal actúa en combinación con un esfuerzo axial y con un momento flector, la resistencia debería comprobarse de acuerdo con el apartado 7.2 de la Norma EN 1993-1-5.

(3) En edificación, en un apoyo interior de una viga dimensionada usando un área eficaz del alma en clase 2 de acuerdo con el punto (3) del apartado 5.5.2, se debería disponer una rigidización transversal a menos que se haya comprobado que el alma no rigidizada tiene suficiente resistencia al aplastamiento (crippling) y a pandeo.

6.5.2 Pandeo del alma producido por el ala

(1) El capítulo 8 de Norma EN 1993-1-5 es aplicable siempre que el área A_{fc} se tome igual a la menor de las dos áreas siguientes: el área del ala de acero no mixta y el área transformada del ala mixta considerando el coeficiente de equivalencia para cargas instantáneas.

6.6 Conexión

6.6.1 Generalidades

6.6.1.1 Bases de proyecto

(1) El apartado 6.6 se aplica a vigas mixtas y, en cierta medida, a otros tipos de elementos mixtos.

(2)P La conexión y la armadura transversal deben disponerse para transmitir el esfuerzo rasante entre el hormigón y el elemento de acero estructural, ignorando el efecto de la adherencia natural entre ellos.

(3)P Los conectores deben tener una capacidad de deformación suficiente para justificar cualquier redistribución inelástica del cortante supuesta en el cálculo.

(4)P Son conectores dúctiles aquellos que tienen suficiente capacidad de deformación para justificar la hipótesis de comportamiento plástico ideal de la conexión en la estructura considerada.

(5) Un conector se puede considerar dúctil si la capacidad característica de deslizamiento δ_{uk} es al menos 6 mm.

NOTA En el anexo B figura una forma de evaluar δ_{uk} .

(6)P Cuando dentro del mismo vano de una viga se usan dos o más tipos de conectores, debe tenerse en cuenta cualquier diferencia significativa en sus propiedades carga-deslizamiento.

(7)P Los conectores deben ser capaces de evitar la separación del elemento de hormigón respecto del elemento de acero, salvo donde la separación se evite por otros medios.

(8) Para evitar la separación de la losa, los conectores deberían dimensionarse para resistir una fuerza última de tracción nominal, perpendicular al plano del ala de acero, de al menos 0,1 veces el valor de cálculo de la resistencia última a cortante de los conectores. Si es necesario, deberían complementarse con dispositivos de anclaje.

(9) Puede suponerse que los pernos conectores con cabeza que cumplan lo indicado en el apartado 6.6.5.7 tienen suficiente resistencia al levantamiento, a menos que estén sometidos a tracción directa.

(10)P Se debe evitar el fallo por esfuerzo rasante y el hendimiento de la losa de hormigón debido a fuerzas concentradas aplicadas por los conectores.

(11) Si la disposición de los conectores cumple las condiciones adecuadas del apartado 6.6.5 y la armadura transversal cumple el apartado con 6.6.6, puede suponerse que se cumple el punto (10) del apartado 6.6.1.1.

(12) Cuando se use un método de interconexión distinto de los conectores incluidos en el apartado 6.6 para transferir el rasante entre un elemento de acero y otro de hormigón, la hipótesis de comportamiento en el proyecto se debería basar en ensayos y apoyar en un modelo conceptual. El dimensionamiento del elemento mixto debería ser, en la medida de lo posible, equivalente al dimensionamiento de un elemento en el que se empleen los conectores incluidos en el apartado 6.6.

(13) En edificación, el número de conectadores debería ser, al menos igual, al valor de cálculo del esfuerzo rasante total para el estado límite último, determinado según el apartado 6.6.2, dividido por el valor de cálculo de la resistencia de un único conectador, P_{Rd} . En el caso de pernos conectadores, el valor de cálculo de la resistencia se debería determinar de acuerdo con el apartado 6.6.3 o el 6.6.4, según proceda.

(14)P En edificación pueden usarse vigas con conexión parcial si todas las secciones transversales son de clase 1 o clase 2. En ese caso, el número de conectadores debe determinarse mediante una teoría de conexión parcial que tenga en cuenta la capacidad de deformación de los conectadores.

6.6.1.2 Limitación del uso de la conexión parcial en vigas de edificación

(1) Los pernos conectadores con cabeza cuya longitud total una vez soldados no sea menor que 4 veces el diámetro y cuyo vástago tenga un diámetro nominal no menor que 16 mm y no mayor que 25 mm, pueden considerarse dúctiles dentro de los siguientes límites del grado de conexión, que se define por la relación $\eta = n / n_f$:

Para secciones de acero con alas iguales:

$$L_e \leq 25: \quad \eta \geq 1 - \left(\frac{355}{f_y} \right) (0,75 - 0,03 L_e), \quad \eta \geq 0,4 \quad (6.12)$$

$$L_e > 25: \quad \eta \geq 1 \quad (6.13)$$

Para secciones de acero con un área del ala inferior igual a tres veces el área del ala superior:

$$L_e \leq 20: \quad \eta \geq 1 - \left(\frac{355}{f_y} \right) (0,30 - 0,015 L_e), \quad \eta \geq 0,4 \quad (6.14)$$

$$L_e > 20: \quad \eta \geq 1 \quad (6.15)$$

donde

L_e es la distancia, en metros, en zona de momentos positivos entre puntos de momento nulo; para vigas continuas típicas, L_e puede tomarse con los valores indicados en la figura 5.1;

n_f es el número de conectadores para la conexión total determinado para esa longitud de viga de acuerdo con el punto (13) del apartado 6.6.1.1 y el punto (2) del apartado 6.6.2.2;

n es el número de conectadores dispuestos dentro de esa misma luz.

(2) Para secciones de acero con un área del ala inferior mayor que el área del ala superior, pero menor que el triple de dicho área, el límite de η puede determinarse a partir de las ecuaciones (6.12) a (6.15) mediante interpolación lineal.

(3) Los pernos conectadores con cabeza pueden considerarse dúctiles en un rango de luces mayor que el indicado en el punto (1) cuando:

- (a) los conectadores tienen una longitud total una vez soldados no menor que 76 mm y un vástago de diámetro nominal de 19 mm;
- (b) la sección de acero es un perfil en doble T (I o H), laminado o armado con las alas iguales;
- (c) la losa de hormigón es mixta con chapa nervada, con los nervios perpendiculares a la viga y los nervios de hormigón continuos sobre ella;

- (d) hay un conector por cada nervio de la chapa, colocado bien centrado dentro del nervio o bien alternadamente en el lado izquierdo y en el lado derecho del mismo a lo largo de la longitud del vano;
- (e) para las chapas, $b_0 / h_p \geq 2$ y $h_p \leq 60$ mm, con los símbolos como se indica en la figura 6.13; y
- (f) la fuerza N_c se calcula de acuerdo con el método simplificado indicado en la figura 6.5.

Cuando se satisfacen estas condiciones, la relación η debería cumplir:

$$L_e \leq 25: \quad \eta \geq 1 - \left(\frac{355}{f_y} \right) (1,0 - 0,04 L_e), \quad \eta \geq 0,4 \quad (6.16)$$

$$L_e > 25: \quad \eta \geq 1 \quad (6.17)$$

NOTA Los requisitos de 6.6.1.2 se han establecidos considerando una separación uniforme de los conectadores.

6.6.1.3 Separación entre los conectadores en vigas de edificación

- (1)P Los conectadores deben separarse a lo largo de la viga de forma que se transmita el rasante y se evite la separación entre el hormigón y la viga de acero, considerando una distribución adecuada del valor de cálculo del esfuerzo rasante.
- (2) En voladizos y zonas de momentos negativos de vigas continuas, la armadura de tracción debería cortarse de forma que se adapte a la separación de los conectadores y debería estar suficientemente anclada.
- (3) Los conectadores dúctiles pueden espaciarse uniformemente en una longitud entre secciones críticas contiguas como se indica en el apartado 6.1.1, siempre que:
 - todas las secciones críticas en el vano considerado sean de clase 1 o clase 2,
 - η cumpla el límite indicado en el apartado 6.6.1.2, y
 - el momento plástico resistente de la sección mixta no supera 2,5 veces el momento plástico resistente del elemento de acero solo.
- (4) Si el momento plástico resistente supera 2,5 veces el momento plástico resistente del elemento de acero solo, se deberían realizar comprobaciones adicionales sobre la idoneidad de la conexión, aproximadamente en el punto medio entre las secciones críticas contiguas.
- (5) El número total de conectadores necesarios puede distribuirse entre un punto de máximo flector positivo y un apoyo contiguo o punto de máximo flector negativo, de acuerdo con el rasante calculado mediante la teoría elástica para la carga considerada. Cuando se hace así, no es necesario hacer comprobaciones adicionales de la idoneidad de la conexión.

6.6.2 Esfuerzo rasante en vigas de edificación

6.6.2.1 Vigas en las que la resistencia de una o más secciones transversales se determina mediante la teoría no lineal o elástica

- (1) Si se aplica un análisis basado en la teoría no lineal o en la elástica a las secciones transversales, el esfuerzo rasante debería determinarse de forma coherente con los apartados 6.2.1.4 o 6.2.1.5, respectivamente.

6.6.2.2 Vigas en las que la resistencia de las secciones transversales se determina mediante la teoría plástica

- (1)P El valor de cálculo del esfuerzo rasante total debe determinarse de forma coherente con el valor de cálculo de la resistencia a flexión, teniendo en cuenta la diferencia de esfuerzos axiales en el hormigón o en el acero estructural entre los extremos de la longitud crítica.

(2) En el caso de conexión total se deberían seguir las indicaciones de los apartados 6.2.1.2 o 6.3.2, según corresponda.

(3) En el caso de conexión parcial se deberían seguir las indicaciones de los apartados 6.2.1.3 o 6.3.2, según corresponda.

6.6.3 Pernos conectadores con cabeza en las losas macizas y el hormigón envolvente

6.6.3.1 Valor de cálculo de la resistencia

(1) El valor de cálculo de la resistencia a cortante de un perno con cabeza con soldadura automática según la Norma EN 14555 se debería obtener de las ecuaciones siguientes:

$$P_{Rd} = \frac{0,8 f_u \pi d^2 / 4}{\gamma_V} \quad (6.18)$$

o:

$$P_{Rd} = \frac{0,29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_V} \quad (6.19)$$

tomando el menor valor, donde

$$\alpha = 0,2 \left(\frac{h_{sc}}{d} + 1 \right) \quad \text{para } 3 \leq h_{sc} / d \leq 4 \quad (6.20)$$

$$\alpha = 1 \quad \text{para } h_{sc} / d > 4 \quad (6.21)$$

donde

γ_V es el coeficiente parcial de seguridad;

d es el diámetro del vástago del perno, $16 \text{ mm} \leq d \leq 25 \text{ mm}$;

f_u es la resistencia última a tracción especificada para el material del perno, pero no mayor que 500 N/mm^2 ;

f_{ck} es el valor característico de la resistencia a compresión del hormigón en probeta cilíndrica a la edad considerada, con densidad no menor que 1750 kg/m^3 ;

h_{sc} es la altura nominal total del perno.

NOTA El valor de γ_V puede darse en el anexo nacional. El valor recomendado de γ_V es 1,25.

(2) Los anillos de soldadura deberían cumplir los requisitos de la Norma EN 13918.

(3) Cuando los pernos se dispongan de forma que puedan aparecer fuerzas de hendimiento en la dirección perpendicular a la superficie de la losa, el punto (1) no es de aplicación.

NOTA Para edificación, puede darse más información a este respecto en el anexo nacional.

6.6.3.2 Influencia de la tracción en la resistencia a cortante

(1) Cuando los pernos conectadores con cabeza estén sometidos a una fuerza directa de tracción además del cortante, se debería obtener el valor de cálculo de la fuerza de tracción por cada perno, F_{ten} .

(2) Si $F_{\text{ten}} \leq 0,1P_{\text{Rd}}$, siendo P_{Rd} el valor de cálculo de la resistencia a cortante definido en el apartado 6.6.3.1, se puede despreciar la fuerza de tracción.

(3) Si $F_{\text{ten}} > 0,1P_{\text{Rd}}$, la conexión no entra dentro del campo de aplicación de la Norma EN 1994.

6.6.4 Valor de cálculo de la resistencia de los pernos conectadores con cabeza usados con chapa nervada en edificación

6.6.4.1 Chapa con los nervios paralelos a las vigas de apoyo

(1) Los pernos están colocados dentro de una región del hormigón que tiene forma de nervio, véase la figura 6.12. Cuando la chapa es continua sobre la viga, la anchura del nervio b_0 es igual a la anchura del nervio, como se indica en la figura 9.2. Cuando la chapa no es continua, b_0 se define de forma similar a lo indicado en la figura 6.12. El canto del nervio debería tomarse igual a h_p , el canto total de la chapa excluidos los resaltes.

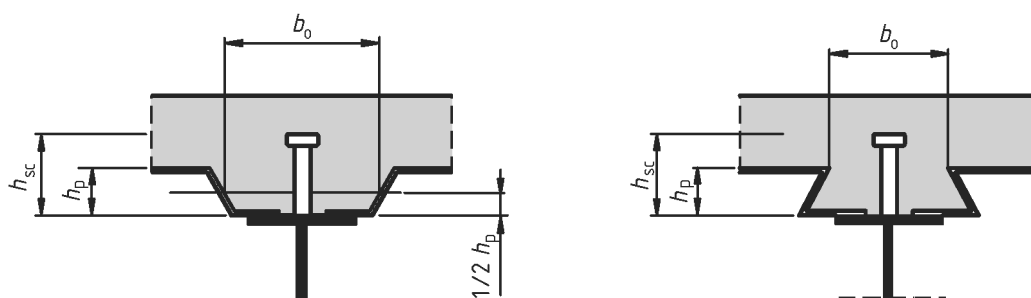


Figura 6.12 – Viga con chapa nervada paralela a la viga

(2) El valor de cálculo de la resistencia a cortante se debería considerar como el correspondiente a una losa maciza, según el apartado 6.6.3.1, multiplicado por el coeficiente de reducción k_ℓ dado por la ecuación siguiente:

$$k_\ell = 0,6 \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h_{\text{sc}}}{h_p} - 1 \right) \leq 1,0 \quad (6.22)$$

donde

h_{sc} es la altura total del perno, pero no mayor que $h_p + 75$ mm.

(3) Cuando la chapa no es continua sobre la viga y no está adecuadamente anclada a ella, ese lado del nervio y su armadura debería cumplir el apartado 6.6.5.4.

NOTA En el anexo nacional puede indicarse la forma de conseguir un anclaje adecuado.

6.6.4.2 Chapa con los nervios transversales a las vigas de apoyo

(1) Si se cumplen las condiciones indicadas en los puntos (2) y (3), el valor de cálculo de la resistencia a cortante se debería tomar como el correspondiente a una losa maciza, calculado como en el apartado 6.6.3.1 (excepto que f_u no debería tomarse mayor que 450 N/mm^2) multiplicado por el coeficiente de reducción k_t dado por la ecuación siguiente:

$$k_t = \frac{0,7}{\sqrt{n_r}} \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h_{\text{sc}}}{h_p} - 1 \right) \quad (6.23)$$

donde

n_r es el número de pernos conectadores en un nervio en la intersección de la viga, sin superar a 2 en los cálculos del coeficiente de reducción k_t y de la resistencia a esfuerzo rasante. El resto de símbolos se definen en la figura 6.13.

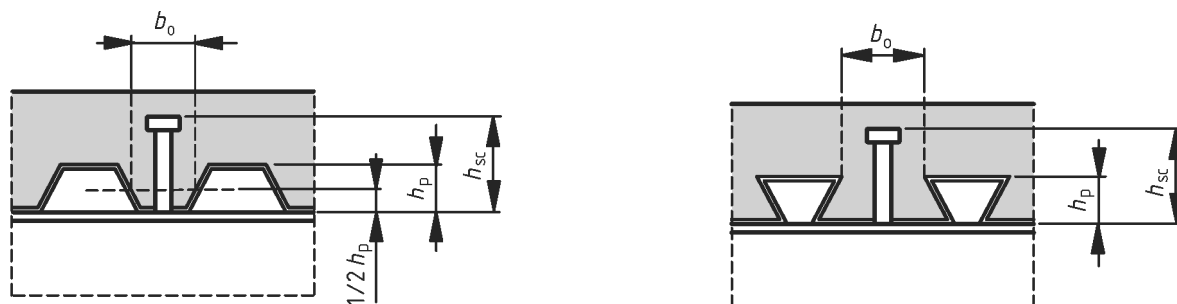


Figura 6.13 – Viga con chapa nervada transversal a la viga

- (2) El coeficiente k_t no debería tomarse mayor que el valor correspondiente de $k_{t,máx.}$ indicado en la tabla 6.2.

Tabla 6.2 – Límite superior $k_{t,máx.}$ para el coeficiente de reducción k_t

Número de pernos conectadores por nervio	Espesor t de la chapa (mm)	Pernos de diámetro no mayor que 20 mm y soldados a través de la chapa nervada de acero	Chapa nervada con agujeros y pernos de 19 mm o 22 mm de diámetro
$n_t = 1$	$\leq 1,0$	0,85	0,75
	$> 1,0$	1,0	0,75
$n_t = 2$	$\leq 1,0$	0,70	0,60
	$> 1,0$	0,8	0,60

- (3) Los valores de k_t indicados en los puntos (1) y (2) se aplican siempre que:

- los pernos estén colocados en nervios con una altura h_p no mayor que 85 mm y una anchura b_0 no menor que h_p ; y
- cuando los pernos se sueldan a través de la chapa, el diámetro de los pernos no es mayor que 20 mm; o
- cuando se hacen agujeros en la chapa, el diámetro de los pernos no es mayor que 22 mm.

6.6.4.3 Solicitación biaxial de los conectadores

- (1) Cuando los conectadores se disponen para conseguir acción mixta tanto para la viga como para la losa, la combinación de fuerzas que actúan en el perno deberían cumplir lo siguiente:

$$\frac{F_\ell^2}{P_{\ell,Rd}^2} + \frac{F_t^2}{P_{t,Rd}^2} \leq 1 \quad (6.24)$$

donde

F_ℓ es el valor de cálculo de la fuerza longitudinal debido a la acción mixta en la viga;

F_t es el valor de cálculo de la fuerza transversal debido a la acción mixta en la losa, véase el capítulo 9;

$P_{\ell,Rd}$ y $P_{t,Rd}$ son los valores de cálculo de las resistencias a cortante correspondientes del perno.

6.6.5 Detalles constructivos de la conexión e influencia de la ejecución

6.6.5.1 Resistencia a la separación

(1) La superficie de un conector que resiste fuerzas de separación (por ejemplo, la cara inferior de la cabeza de un perno) debería estar a no menos de 30 mm por encima de la armadura inferior, véase la figura 6.14.

6.6.5.2 Recubrimiento y hormigonado en edificación

(1)P Los detalles de los conectadores deben ser tales que el hormigón pueda compactarse adecuadamente alrededor de la base del conector.

(2) Si es necesario que haya recubrimiento sobre el conector, su valor nominal debería ser el mayor de los dos valores siguientes:

- a) no menor que 20 mm; o
 - b) conforme a las especificaciones indicadas en la tabla 4.4 de la Norma EN 1992-1-1 para el acero de la armadura pasiva, menos 5 mm.
- (3) Si no es necesario que haya recubrimiento sobre el conector, la parte superior del conector puede estar enrasada con la cara superior de la losa de hormigón.
- (4) En la ejecución, debería exigirse que la velocidad y la secuencia de hormigonado sean tales que el hormigón parcialmente endurecido no resulte dañado como consecuencia de una acción mixta limitada durante la deformación de las vigas de acero bajo las sucesivas operaciones de hormigonado. Si es posible, la conexión no debería estar sometida a deformación hasta que el hormigón haya alcanzado una resistencia en probeta cilíndrica de, al menos, 20 N/mm².

6.6.5.3 Armadura local en la losa

(1) Cuando la conexión es contigua a un borde longitudinal de la losa de hormigón, la armadura transversal dispuesta de acuerdo con el apartado 6.6.6 debería estar totalmente anclada en el hormigón entre el borde de la losa y la fila de conectadores contigua.

(2) Para evitar el hendimiento longitudinal del ala de hormigón producido por los conectadores, se deberían aplicar las siguientes recomendaciones adicionales cuando la distancia desde el borde de la losa de hormigón al centro de la línea de conectadores más cercana sea menor que 300 mm:

- a) la armadura transversal debería disponerse mediante barras en U que pasan alrededor de los conectadores;
- b) cuando los conectadores sean pernos con cabeza, la distancia desde el borde del ala de hormigón al centro del conector más cercano no debería ser menor que $6d$, donde d es el diámetro nominal del perno, y el diámetro de las barras en U no debería ser menor que $0,5d$; y
- c) las barras en U deberían colocarse lo más bajo posible, manteniendo un recubrimiento inferior suficiente.

(3)P Al final de un voladizo mixto, se debe disponer suficiente armadura local para transferir las fuerzas desde los conectadores a la armadura longitudinal.

6.6.5.4 Nervios distintos de los formados por la chapa nervada

(1) Cuando hay un nervio entre la sección de acero y la cara inferior de la losa de hormigón, los lados del nervio deberían disponerse estar fuera de una línea teórica a 45° desde el borde exterior del conector, véase la figura 6.14.

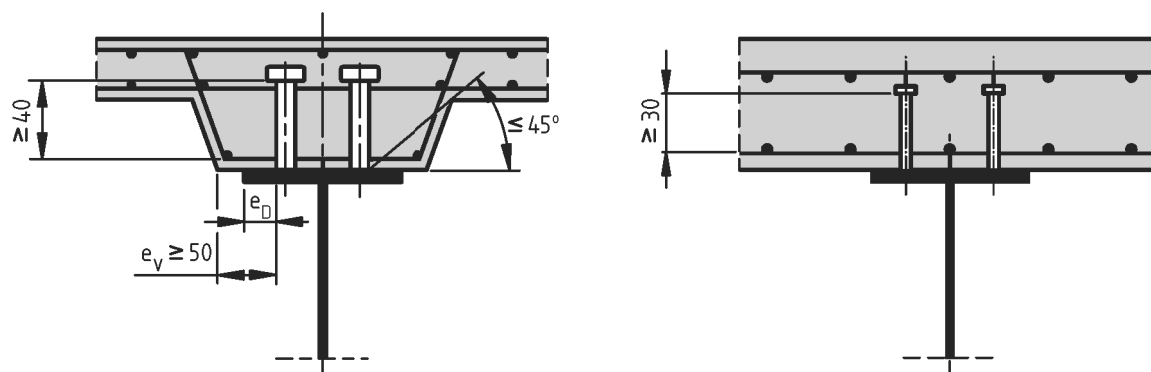


Figura 6.14 – Detalles constructivos

- (2) El valor nominal del recubrimiento desde el lateral del nervio al conector no debería ser menor que 50 mm.
- (3) Se debería disponer en el nervio suficiente armadura transversal para satisfacer los requisitos del apartado 6.6.6 a no menos de 40 mm libres por debajo de la cara del conector que resiste el levantamiento.

6.6.5.5 Separación de los conectadores

(1)P Cuando en el proyecto se supone que la estabilidad, bien del elemento de acero o bien del elemento de hormigón, se asegura mediante la conexión entre ambos, la separación entre conectadores debe ser suficientemente pequeña como para que esta hipótesis sea válida.

(2) Cuando, por la coacción de los conectadores, un ala de acero comprimida que en otro caso estaría en clase 3 o 4 se suponga de clase 1 o 2, la separación entre centros de los conectadores en la dirección de la compresión no debería ser mayor que los límites siguientes:

- cuando la losa está en contacto en toda la longitud (por ejemplo, losa maciza): $22 t_f \sqrt{235 / f_y}$
- cuando la losa no está en contacto en toda la longitud (por ejemplo, losa con nervios transversales a la viga): $15 t_f \sqrt{235 / f_y}$

donde

t_f es el espesor del ala;

f_y es el límite elástico nominal del ala en N/mm^2 .

Además, la distancia libre desde el borde de un ala comprimida y la línea más próxima de conectadores no debería ser mayor que $9 t_f \sqrt{235 / f_y}$.

(3) En edificación, la separación longitudinal máxima entre centros de conectadores no debería ser mayor que 6 veces el espesor total de la losa ni que 800 mm.

6.6.5.6 Dimensiones del ala de acero

(1)P El espesor de la chapa o ala donde está soldado el conector debe ser suficiente para permitir una adecuada soldadura y una adecuada transferencia de la carga del conector a la chapa sin que se produzca un fallo local o una deformación excesiva.

(2) En edificación, la distancia e_D entre el borde de un conector y el borde del ala de la viga a la que está soldado, véase la figura 6.14, no debería ser menor que 20 mm.

6.6.5.7 Pernos conectadores con cabeza

- (1) La altura total de un conector no debería ser menor que $3d$, donde d es el diámetro del vástago.
- (2) La cabeza del perno debería tener un diámetro no menor que $1,5d$ y un canto no menor que $0,4d$.
- (3) En elementos traccionados sometidos a carga de fatiga, el diámetro de un perno soldado no debería superar 1,5 veces el espesor del ala a la cual está soldado, salvo que se establezca mediante ensayos la resistencia a fatiga del perno trabajando a rasante. Esto se aplica también a pernos colocados directamente en el alma.
- (4) La separación entre pernos en la dirección del rasante no debería ser menor que $5d$; la separación en la dirección transversal al rasante no debería ser menor que $2,5d$ en losas macizas y $4d$ en el resto de casos.
- (5) Excepto cuando los pernos están colocados directamente en el alma, el diámetro de un perno soldado no debería ser mayor que 2,5 veces el espesor de la chapa a la que está soldado, salvo que se disponga de información a partir de ensayos para establecer la resistencia del perno como elemento conector.

6.6.5.8 Pernos conectadores con cabeza usados con chapa nervada en edificación

- (1) La altura nominal de un conector debería extenderse no menos de $2d$ sobre la parte superior de la chapa nervada, donde d es el diámetro del vástago.
- (2) La anchura mínima de las gargantas que se van a rellenar de hormigón no debería ser menor que 50 mm.
- (3) Cuando la chapa nervada es tal que los pernos no pueden colocarse centrados en las gargantas, deberían colocarse alternadamente en los dos lados de la misma, en toda la longitud del vano.

6.6.6 Rasante en losas de hormigón

6.6.6.1 Generalidades

- (1)P La armadura transversal de la losa debe dimensionarse para el estado límite último, de forma que se evite el fallo prematuro por esfuerzo rasante o por hendimiento longitudinal.
- (2)P El valor de cálculo de la tensión tangencial longitudinal en cualquier superficie de fallo por rasante potencial dentro de la losa v_{Ed} no debe superar el valor de cálculo de la resistencia a rasante de la superficie considerada.
- (3) La longitud de la superficie de rotura b-b mostrada en la figura 6.15 debería tomarse como $2h_{sc}$ más el diámetro de la cabeza para una fila única o al tresbolillo de pernos conectadores, o igual a $(2h_{sc} + s_t)$ más el diámetro de la cabeza para pernos conectadores colocados por parejas, donde h_{sc} es la altura de los pernos y s_t es la separación transversal entre centros de los conectadores.
- (4) El valor de cálculo del esfuerzo rasante por unidad de longitud de la viga en una superficie de rotura debería determinarse de acuerdo con el apartado 6.6.2 y debería ser coherente con el dimensionamiento y la separación de los conectadores. Puede tenerse en cuenta la variación del esfuerzo rasante en la anchura del ala de hormigón.
- (5) Para cada tipo de superficie de rotura considerada, o el valor de cálculo de la tensión tangencial longitudinal, v_{Ed} , debería determinarse a partir del valor de cálculo del esfuerzo rasante por unidad de longitud de la viga, teniendo en cuenta el número de planos de rotura y la longitud de la superficie de rotura.

6.6.6.2 Valor de cálculo de la resistencia a rasante

- (1) El valor de cálculo de la resistencia a rasante del ala de hormigón (planos de rotura a-a ilustrados en la figura 6.15) debería determinarse de acuerdo con el apartado 6.2.4 de la Norma EN 1992-1-1.

(4) Cuando la chapa nervada, con una conexión por engarce mecánico o por rozamiento con los nervios transversales a la viga, tenga continuidad sobre el ala superior de la viga de acero, se puede permitir tener en cuenta su contribución, como armadura transversal, para una superficie de rotura de tipo a-a, sustituyendo la ecuación (6.21) del punto (4) del apartado 6.2.4 de la Norma EN 1992-1-1, por:

$$(A_{sf}f_{yd} / s_f) + A_{pe}f_{yp,d} > v_{Ed} h_f / \cot\theta \quad (6.25)$$

donde

A_{pe} es el área eficaz de la chapa nervada por unidad de longitud de la viga, véase el punto (3) del apartado 9.7.2; en chapas con agujeros, debería usarse el área neta;

$f_{yp,d}$ es el valor de cálculo de su límite elástico.

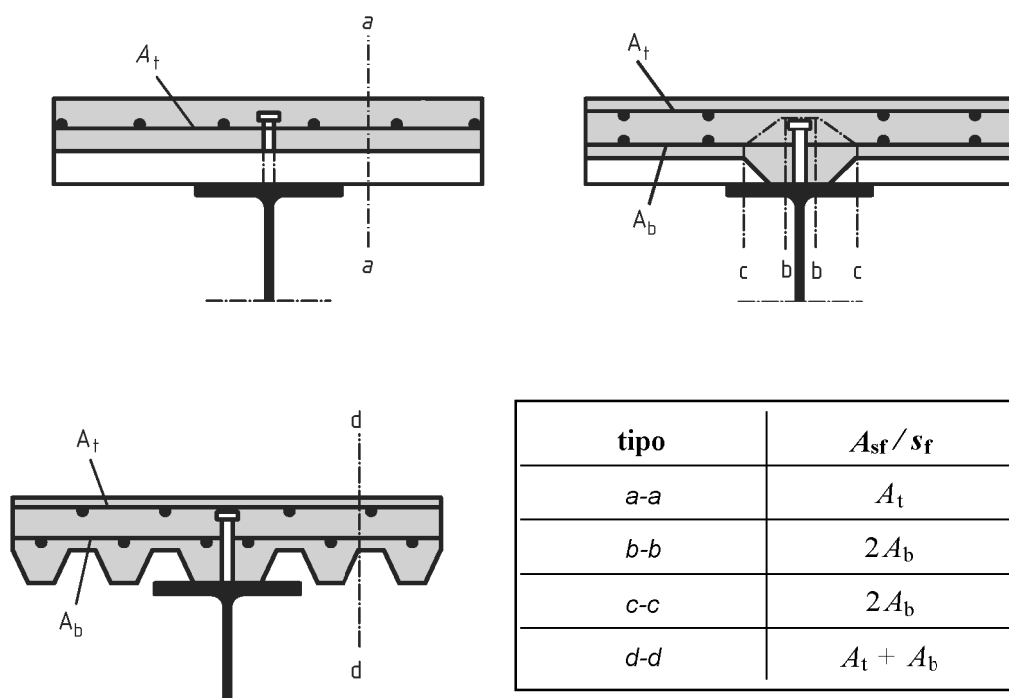


Figura 6.16 – Superficies de rotura potencial típicas, cuando se usa chapa nervada

(5) Cuando la chapa nervada con los nervios transversales a la viga no tiene continuidad sobre el ala superior de la viga de acero, y los pernos conectadores están soldados a la viga directamente a través de la chapa nervada, el término $A_{pe}f_{yp,d}$ en la ecuación (6.25) se debería sustituir por:

$$P_{pb,Rd} / s \text{ pero } \leq A_{pe}f_{yp,d} \quad (6.26)$$

donde

$P_{pb,Rd}$ es el valor de cálculo de la resistencia de un perno con cabeza soldado a través de la chapa, según el apartado 9.7.4;

s es la separación longitudinal entre centros de los pernos que contribuyen al anclaje de la chapa.

(6) En las chapas nervadas, el requisito de armadura mínima se refiere al área de hormigón por encima de la chapa.

6.7 Pilares mixtos y otros elementos mixtos comprimidos

6.7.1 Generalidades

(1)P El apartado 6.7 se aplica al cálculo de pilares mixtos y otros elementos mixtos comprimidos con secciones parcial o totalmente embebidas en hormigón y tubos rectangulares o circulares rellenos de hormigón, véase la figura 6.17.

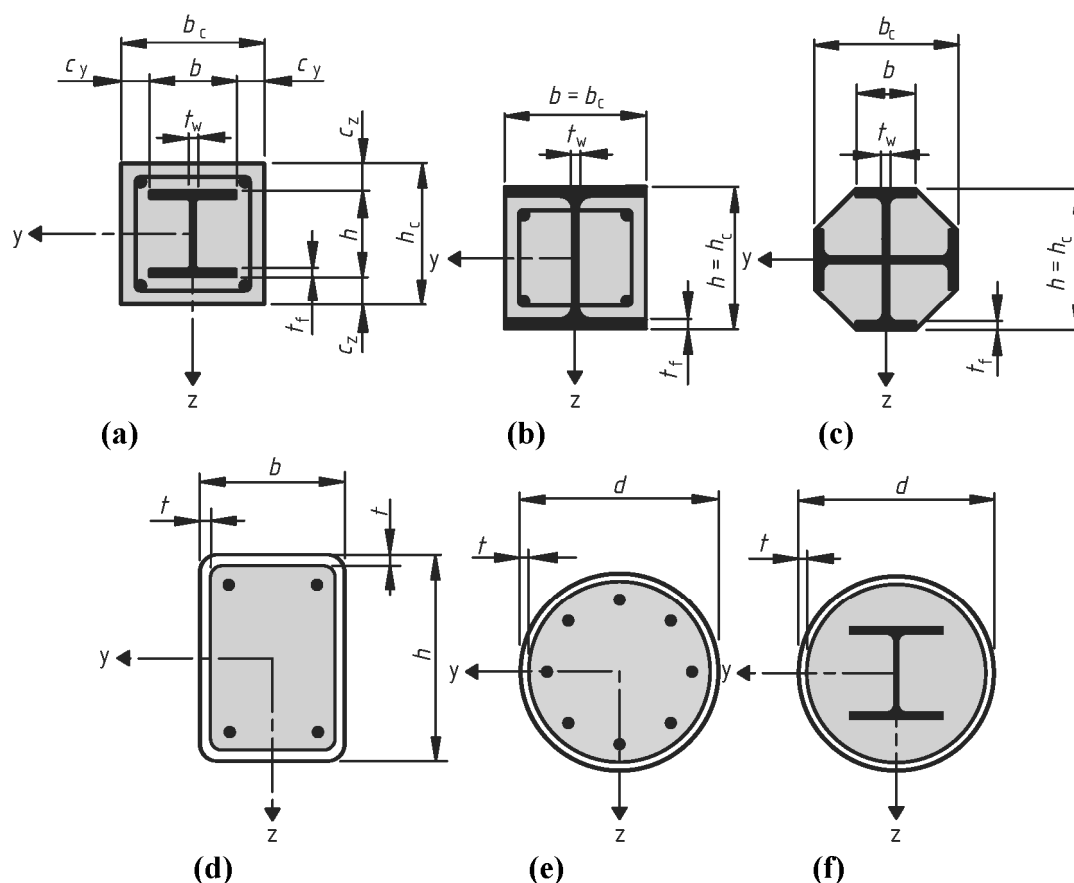


Figura 6.17 – Secciones tipo de pilares mixtos y símbolos

(2)P Este apartado se aplica a pilares y elementos comprimidos con acero de tipo S235 a S460 y hormigón de peso normal de clases C20/25 a C50/60.

(3) Este apartado se aplica a pilares aislados y a pilares y elementos comprimidos en pórticos en los que el resto de elementos estructurales son de acero o mixtos.

(4) El coeficiente de contribución del acero, δ , debería cumplir la condición siguiente:

$$0,2 \leq \delta \leq 0,9 \quad (6.27)$$

donde

δ se define en el punto (1) del apartado 6.7.3.3.

(5) Los pilares mixtos y los elementos mixtos comprimidos, cualquiera que sea su sección transversal, se deberían comprobar respecto a:

- resistencia del elemento de acuerdo con el apartado 6.7.2 o el 6.7.3;
- resistencia al pandeo local de acuerdo con los puntos (8) y (9) siguientes;
- introducción de las cargas de acuerdo con el apartado 6.7.4.2; y
- resistencia a rasante entre los elementos de acero y hormigón de acuerdo con el apartado 6.7.4.3.

(6) Se indican dos métodos de cálculo:

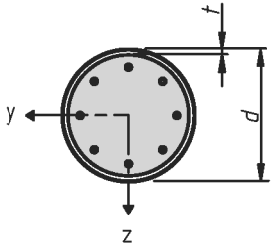
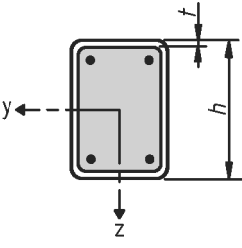
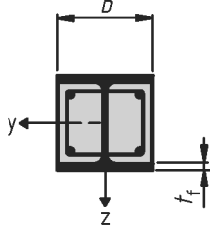
- un método general en el apartado 6.7.2 cuyo campo de aplicación incluye elementos con secciones transversales no simétricas o no uniformes en toda la longitud del pilar; y
- un método simplificado en el apartado 6.7.3 para elementos de sección transversal doblemente simétrica y uniforme en toda la longitud del pilar.

(7) En elementos mixtos comprimidos sometidos a flexión y esfuerzo axial producidos por acciones independientes, el coeficiente parcial de seguridad γ debería reducirse en un 20% para aquellos esfuerzos que produzcan un aumento de la resistencia.

(8)P La influencia del pandeo local de la sección de acero en la resistencia debe considerarse en el dimensionamiento.

(9) Los efectos del pandeo local pueden despreciarse en una sección de acero totalmente embebida de acuerdo con el punto (2) del apartado 6.7.5.1, y en otros tipos de secciones si no se superan los valores máximos de la tabla 6.3.

Tabla 6.3 – Valores máximos (d/t) , (h/t) y (b/t_f) con f_y en N/mm²

Sección transversal		Máx. (d/t) , máx. (h/t) y máx. (b/t)
Sección de acero tubular circular		$\text{máx. } (d/t) = 90 \frac{235}{f_y}$
Sección de acero tubular rectangular		$\text{máx. } (h/t) = 52 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$
Sección en doble T, parcialmente embebida		$\text{máx. } (b/t_f) = 44 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$

6.7.2 Método general de cálculo

(1)P El dimensionamiento para la estabilidad estructural debe tener en cuenta los efectos de segundo orden incluyendo las tensiones residuales, las imperfecciones geométricas, la inestabilidad local, la fisuración del hormigón, la fluencia y retracción del hormigón, y la plastificación del acero estructural y de las armaduras. El dimensionamiento debe asegurar que no se produce inestabilidad para la combinación de acciones más desfavorable en estado límite último y que no se supera la resistencia de las secciones transversales, consideradas individualmente, sometidas a flexión, axil y cortante.

(2)P Los efectos de segundo orden se deben considerar en cualquier dirección en que pueda producirse el fallo, si tales efectos tienen una influencia significativa en la estabilidad estructural.

(3)P Los esfuerzos deben determinarse mediante un análisis elastoplástico.

(4) Puede suponerse que las secciones planas se mantienen planas. Puede suponerse que la acción mixta entre los componentes de acero y de hormigón del elemento se mantiene íntegra hasta la rotura.

(5)P La resistencia a tracción del hormigón debe despreciarse. Puede tenerse en cuenta la influencia de la rigidización por la colaboración del hormigón entre fisuras en la rigidez a flexión.

(6)P Los efectos de la retracción y fluencia deben considerarse si pueden reducir la estabilidad estructural de forma significativa.

(7) Como simplificación, los efectos de la fluencia y retracción puede ignorarse si el incremento de los momentos flectores de primer orden debidos a las deformaciones de fluencia y a los esfuerzos axiales de las cargas permanentes no es mayor del 10%.

(8) En el análisis no lineal, deberían usarse las siguientes leyes de tensión-deformación:

- para el hormigón comprimido, como se indica en el apartado 3.1.5 de la Norma EN 1992-1-1;
- para el acero de la armadura pasiva, como se indica en el apartado 3.2.7 de la Norma EN 1992-1-1;
- para el acero estructural, como se indica en el punto (4) del apartado 5.4.3 de la Norma EN 1993-1-1.

(9) Como simplificación, en lugar del efecto de las tensiones residuales y las imperfecciones geométricas pueden usarse imperfecciones geométricas equivalentes iniciales (imperfecciones de los elementos), de acuerdo con la tabla 6.5.

6.7.3 Método de cálculo simplificado

6.7.3.1 Generalidades y campo de aplicación

(1) El campo de aplicación de este método simplificado se limita a elementos de sección doblemente simétrica y uniforme en toda su longitud con la sección de acero laminada, conformada en frío o soldada. El método simplificado no es de aplicación si la parte de acero está formada por dos o más secciones no conectadas. La esbeltez relativa $\bar{\lambda}$ definida en el apartado 6.7.3.3 debería cumplir la condición siguiente:

$$\bar{\lambda} \leq 2,0 \quad (6.28)$$

(2) En una sección totalmente embebida, véase la figura 6.17(a), los límites del máximo espesor del recubrimiento del hormigón que pueden utilizarse en el cálculo son:

$$\text{máx. } c_z = 0,3h \quad \text{máx. } c_y = 0,4b \quad (6.29)$$

(3) La armadura longitudinal que se puede considerar en el cálculo no debería superar el 6% del área de hormigón.

(4) La relación entre el canto y la anchura de la sección transversal mixta debería estar entre los límites 0,2 y 5,0.

6.7.3.2 Resistencia de las secciones transversales

(1) La resistencia plástica a compresión $N_{pl,Rd}$ de una sección mixta se debería calcular sumando las resistencias plásticas de sus componentes:

$$N_{pl,Rd} = A_a f_{yd} + 0,85 A_c f_{cd} + A_s f_{sd} \quad (6.30)$$

La ecuación (6.30) se aplica a secciones de acero parcial o totalmente embebidas. Si la sección es de acero rellena de hormigón, el coeficiente 0,85 puede sustituirse por 1,0.

(2) La resistencia de una sección a una combinación de compresión y flexión, y la curva de interacción correspondiente, pueden calcularse suponiendo un bloque de tensiones rectangular como se muestra en la figura 6.18, teniendo en cuenta el valor de cálculo del esfuerzo cortante V_{Ed} de acuerdo con el punto (3). La resistencia a tracción del hormigón debería despreciarse.

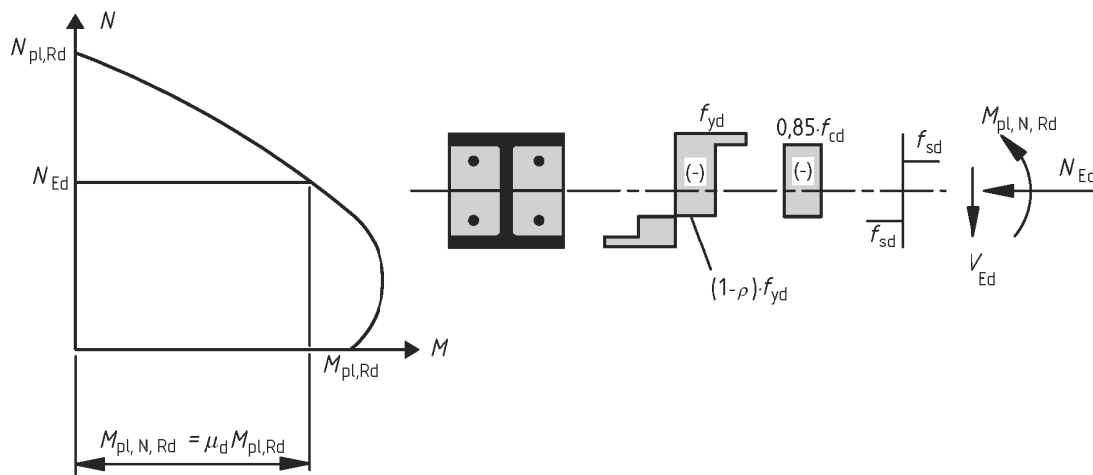


Figura 6.18 – Curva de interacción para una combinación de compresión y flexión uniaxial

(3) Si el cortante $V_{a,Ed}$ actuante sobre la sección de acero supera el 50% del valor de cálculo de la resistencia a cortante $V_{pl,a,Rd}$ de la sección de acero, véase el apartado 6.2.2.2, debería considerarse la influencia del cortante en la resistencia a flexión y esfuerzo axial al determinar la curva de interacción.

Donde $V_{a,Ed} > 0,5 V_{pl,a,Rd}$, la influencia del cortante en la resistencia a flexocompresión debería tenerse en cuenta mediante una reducción del valor de cálculo de la resistencia del acero $(1 - \rho) f_{yd}$ en el área de cortante A_v de acuerdo con el punto (2) del apartado 6.2.2.4 y con la figura 6.18.

El cortante $V_{a,Ed}$ no debería superar la resistencia a cortante de la sección de acero determinada de acuerdo con el apartado 6.2.2. La resistencia a cortante $V_{c,Ed}$ de la parte de hormigón armado debería comprobarse de acuerdo con el apartado 6.2 de la Norma EN 1992-1-1.

(4) Salvo que se efectúe un análisis más preciso, V_{Ed} puede distribuirse en $V_{a,Ed}$ actuando en el acero estructural y $V_{c,Ed}$ actuando en la sección de hormigón armado de la forma siguiente:

$$V_{a,Ed} = V_{Ed} \frac{M_{pl,a,Rd}}{M_{pl,Rd}} \quad (6.31)$$

$$V_{c,Ed} = V_{Ed} - V_{a,Ed} \quad (6.32)$$

donde

$M_{pl,a,Rd}$ es el momento plástico resistente de la de la sección de acero, y

$M_{pl,Rd}$ es el momento plástico resistente de la de la sección mixta.

Como simplificación, se puede considerar que V_{Ed} actúa únicamente en la sección de acero estructural.

(5) Como simplificación, la curva de interacción puede sustituirse por un diagrama poligonal (la línea de trazos en la figura 6.19). La figura 6.19 muestra, como ejemplo, la distribución plástica de tensiones en una sección totalmente embebida con los puntos A a D. $N_{pm,Rd}$ debería tomarse igual a $0,85 f_{cd} A_c$ para secciones parcial o totalmente embebidas en hormigón, véanse las figuras 6.17(a) a (c), e igual a $f_{cd} A_c$ para secciones rellenas de hormigón, véanse las figuras 6.17(d) a (f).

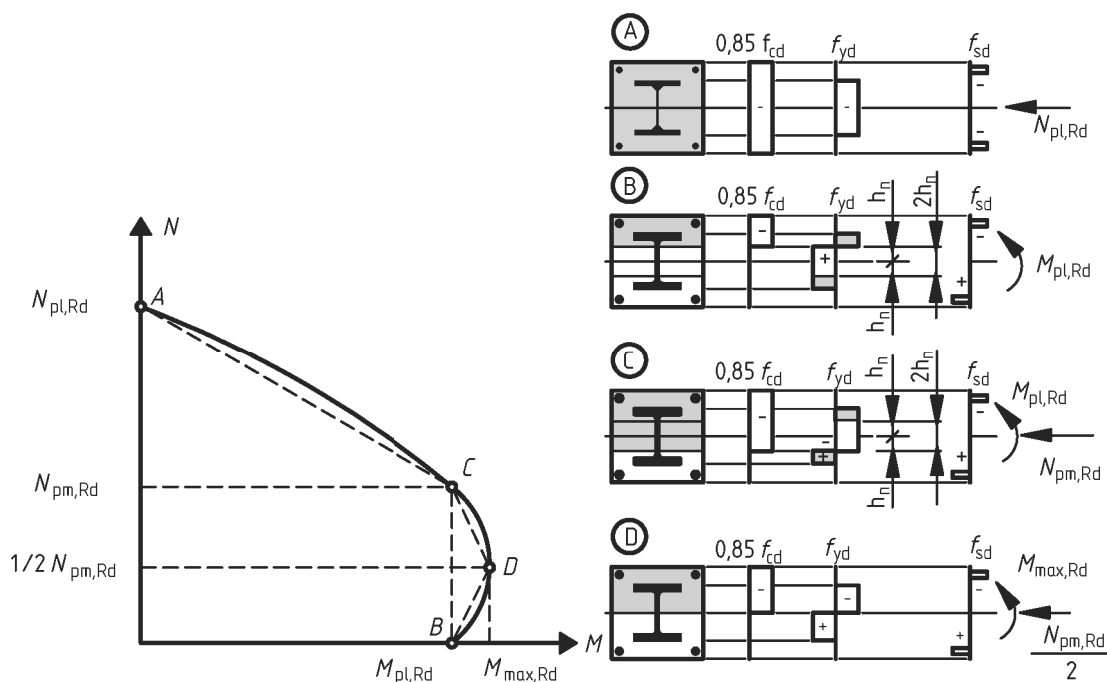


Figura 6.19 – Curva de interacción simplificada y sus distribuciones de tensiones correspondientes

(6) En tubos circulares rellenos de hormigón, puede tenerse en cuenta el aumento de la resistencia del hormigón debido al confinamiento si la esbeltez relativa $\bar{\lambda}$ definida en el apartado 6.7.3.3 no supera el valor 0,5 y si $e/d < 0,1$, donde e es la excentricidad de la carga dada por M_{Ed} / N_{Ed} y d es el diámetro exterior del pilar. La resistencia plástica a compresión puede calcularse con la ecuación siguiente:

$$N_{pl,Rd} = \eta_a A_a f_{yd} + A_c f_{cd} \left(1 + \eta_c \frac{t}{d} \frac{f_y}{f_{ck}} \right) + A_s f_{sd} \quad (6.33)$$

donde

t es el espesor del tubo de acero.

En elementos con $e = 0$, los valores $\eta_a = \eta_{a0}$ y $\eta_c = \eta_{c0}$ vienen dados por las ecuaciones siguientes:

$$\eta_{a0} = 0,25 (3 + 2 \bar{\lambda}) \quad (\text{pero } \leq 1,0) \quad (6.34)$$

$$\eta_{c0} = 4,9 - 18,5 \bar{\lambda} + 17 \bar{\lambda}^2 \quad (\text{pero } \geq 0) \quad (6.35)$$

En elementos sometidos a flexocompresión con $0 < e/d \leq 0,1$, los valores η_a y η_c se deberían obtener de las ecuaciones (6.36) y (6.37), con η_{ao} y η_{co} dados en las ecuaciones (6.34) y (6.35):

$$\eta_a = \eta_{ao} + (1 - \eta_{ao}) (10 e/d) \quad (6.36)$$

$$\eta_c = \eta_{co} (1 - 10 e/d) \quad (6.37)$$

Para $e/d > 0,1$, $\eta_a = 1,0$ y $\eta_c = 0$.

6.7.3.3 Rigidez eficaz a flexión, contribución del acero y esbeltez relativa

(1) La contribución del acero, δ , se define como:

$$\delta = \frac{A_a f_{yd}}{N_{pl,Rd}} \quad (6.38)$$

donde

$N_{pl,Rd}$ es la resistencia plástica a compresión definida en el punto (1) del apartado 6.7.3.2.

(2) La esbeltez relativa $\bar{\lambda}$ para el plano de flexión considerado viene dada por:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr}}} \quad (6.39)$$

donde

$N_{pl,Rk}$ es el valor característico de la resistencia plástica a compresión dada por la ecuación (6.30), usando los valores característicos en vez de los valores de cálculo de las resistencias;

N_{cr} es el axil crítico elástico para el modo de pandeo considerado, calculado con la rigidez eficaz a flexión $(EI)_{eff}$ determinada de acuerdo con los puntos (3) y (4).

(3) Para la determinación de la esbeltez relativa $\bar{\lambda}$ y del axil crítico elástico N_{cr} , el valor característico de la rigidez eficaz a flexión $(EI)_{eff}$ de una sección transversal de un pilar mixto debería calcularse de la forma siguiente:

$$(EI)_{eff} = E_a I_a + E_s I_s + K_e E_{cm} I_c \quad (6.40)$$

donde

K_e es un coeficiente de corrección que se debería tomar igual a 0,6;

I_a , I_c , y I_s son los momentos de inercia de la sección de acero estructural, de la sección no fisurada de hormigón y de las armaduras, para el plano de flexión considerado.

(4) Se debería tener en cuenta la influencia de los efectos diferidos sobre la rigidez elástica eficaz a flexión. El módulo de elasticidad del hormigón E_{cm} se debería reducir al valor $E_{c,eff}$ de acuerdo con la ecuación siguiente:

$$E_{c,eff} = E_{cm} \frac{1}{1 + (N_{G,Ed} / N_{Ed}) \varphi_t} \quad (6.41)$$

donde

φ_t es coeficiente de fluencia según el punto (2) del apartado 5.4.2.2;

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

$N_{G,Ed}$ es la parte de ese esfuerzo axil que es permanente.

6.7.3.4 Métodos de análisis e imperfecciones de los elementos

(1) Para las comprobaciones de los elementos, el cálculo se debería basar en el análisis elástico lineal de segundo orden.

(2) Para el cálculo de esfuerzos, el valor de cálculo de la rigidez eficaz a flexión $(EI)_{\text{eff,II}}$ se debería obtener de la ecuación siguiente:

$$(EI)_{\text{eff,II}} = K_o (E_a I_a + E_s I_s + K_{e,II} E_{cm} I_c) \quad (6.42)$$

donde

$K_{e,II}$ es un coeficiente de corrección que se debería tomar como 0,5;

K_o es un coeficiente de calibración que se debería tomar como 0,9.

Los efectos diferidos se deberían tener en cuenta de acuerdo con el punto (4) del apartado 6.7.3.3.

(3) No es necesario considerar los efectos de segundo orden cuando se aplica el punto (3) del apartado 5.2.1 y el axil crítico elástico se determina con la rigidez a flexión $(EI)_{\text{eff,II}}$ de acuerdo con el punto (2).

(4) La influencia de las imperfecciones geométricas y estructurales puede tenerse en cuenta mediante imperfecciones geométricas equivalentes. En la tabla 6.5, se indican las imperfecciones equivalentes para pilares mixtos, donde L es la longitud del pilar.

(5) Dentro de la longitud del pilar, los efectos de segundo orden pueden considerarse multiplicando el mayor valor de cálculo del momento flector de primer orden, M_{Ed} , por un coeficiente k dado por:

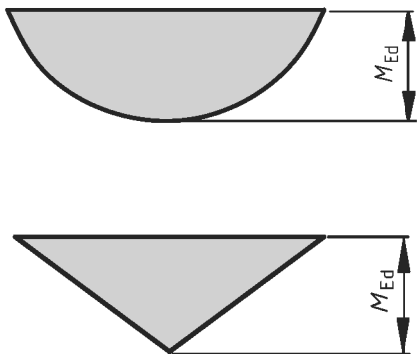

$$k = \frac{\beta}{1 - N_{\text{Ed}} / N_{\text{cr,eff}}}, \quad \geq 1,0 \quad (6.43)$$

donde

$N_{\text{cr,eff}}$ es el axil crítico para el eje pertinente, correspondiente a la rigidez eficaz a flexión dada en el punto (2) del apartado 6.7.3.4, tomando como longitud eficaz la longitud del pilar;

β es un coeficiente de momento equivalente indicado en la tabla 6.4.

Tabla 6.4 – Coeficientes β para la determinación de momentos con teoría de segundo orden

Ley de momentos	Coeficiente β	Notas
	<p>Momentos de primer orden de imperfecciones del elemento o carga lateral:</p> $\beta = 1,0$	<p>M_{Ed} es el máximo momento flector en la longitud del pilar ignorando los efectos de segundo orden</p>
	<p>Momentos en los extremos:</p> $\beta = 0,66 + 0,44r$ <p>pero $\beta \geq 0,44$</p>	<p>M_{Ed} y $r M_{Ed}$ son los momentos en los extremos, obtenidos del análisis global de primer o de segundo orden</p>

6.7.3.5 Resistencia de elementos comprimidos

- (1) Los elementos pueden comprobarse mediante un análisis de segundo orden de acuerdo con el apartado 6.7.3.6, teniendo en cuenta sus imperfecciones.
- (2) Como simplificación, el valor de cálculo del esfuerzo axial, N_{Ed} , en elementos comprimidos debería cumplir:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi N_{pl,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.44)$$

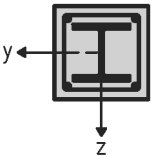
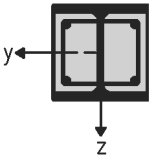
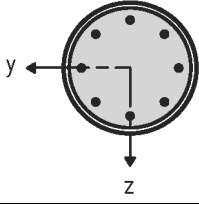
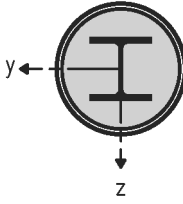
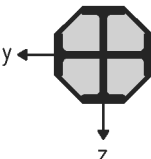
donde

$N_{pl,Rd}$ es la resistencia plástica de la sección mixta de acuerdo con el punto (1) del apartado 6.7.3.2, pero con f_{yd} determinado usando el coeficiente parcial de seguridad γ_{M1} indicado en el punto (1) del apartado 6.1 de la Norma EN 1993-1-1;

χ es el coeficiente de reducción para el modo de pandeo pertinente, indicado en el apartado 6.3.1.2 de la Norma EN 1993-1-1 en términos de la esbeltez relativa pertinente, $\bar{\lambda}$.

En la tabla 6.5, se indican las curvas de pandeo para secciones transversales de pilares mixtos, donde ρ_s es la cuantía de armadura A_s / A_c .

Tabla 6.5 – Curvas de pandeo e imperfecciones para pilares mixtos

Sección transversal	Límites	Eje de pandeo	Curva de pandeo	Imperfección del elemento
Sección embebida en hormigón 		y-y	b	$L/200$
		z-z	c	$L/150$
Sección parcialmente embebida en hormigón 		y-y	b	$L/200$
		z-z	c	$L/150$
Sección de acero hueca circular y rectangular 	$\rho_s \leq 3\%$	cualquiera	a	$L/300$
	$3\% < \rho_s \leq 6\%$	cualquiera	b	$L/200$
Sección de acero hueca circular con sección adicional doble T 		y-y	b	$L/200$
		z-z	b	$L/200$
Sección parcialmente embebida en hormigón con dobles T en cruz 		cualquiera	b	$L/200$

6.7.3.6 Resistencia de elementos bajo una combinación de compresión y flexión

(1) Se debería cumplir la condición siguiente, basada en la curva de interacción obtenida de acuerdo con los puntos (2) a (5) del apartado 6.7.3.2:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,N,Rd}} = \frac{M_{Ed}}{\mu_d M_{pl,Rd}} \leq \alpha_M \quad (6.45)$$

donde

M_{Ed} es el mayor valor entre los momentos en los extremos y el momento flector máximo a lo largo del elemento, calculado de acuerdo con el apartado 6.7.3.4, incluyendo imperfecciones y los efectos de segundo orden en caso necesario;

$M_{pl,N,Rd}$ es la resistencia plástica a flexión teniendo en cuenta el esfuerzo axil N_{Ed} , indicado por $\mu_d M_{pl,Rd}$, véase la figura 6.18;

$M_{pl,Rd}$ es la resistencia plástica a flexión, dada por el punto B en la figura 6.19.

Para aceros con tipos comprendidos entre S235 y S355, ambas inclusive, el coeficiente α_M debería tomarse igual a 0,9 y, para aceros de tipos S420 y S460, igual a 0,8.

(2) El valor $\mu_d = \mu_{dy}$ o μ_{dz} , véase la figura 6.20, se refiere al valor de cálculo del momento plástico resistente, $M_{pl,Rd}$, para el plano de flexión considerado. Sólo deberían usarse valores de μ_d mayores que 1,0 cuando el momento flector M_{Ed} dependa directamente de la acción del esfuerzo axil N_{Ed} , por ejemplo cuando el momento M_{Ed} proviene de la excentricidad del esfuerzo axil N_{Ed} . En caso contrario, es necesaria una comprobación adicional de acuerdo con el punto (7) del apartado 6.7.1.

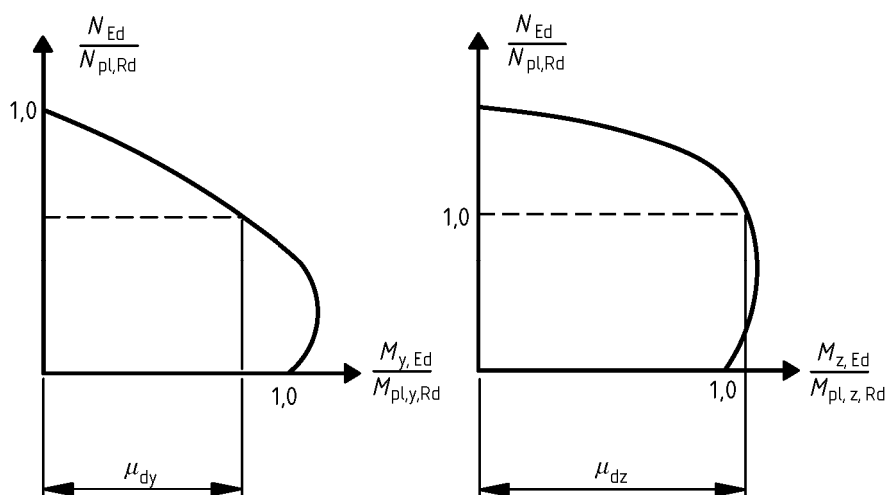


Figura 6.20 – Cálculo a compresión y flexión biaxial

6.7.3.7 Combinación de compresión y flexión biaxial

(1) En pilares mixtos y elementos comprimidos sometidos a flexión biaxial, los valores μ_{dy} y μ_{dz} de la figura 6.20 pueden calcularse de acuerdo con el apartado 6.7.3.6, de forma independiente para cada eje. Se deberían considerar sólo las imperfecciones en el plano en el que se espera que se produzca el fallo. Si no es evidente cuál es el plano más crítico, las comprobaciones deberían hacerse para ambos planos.

(2) Para la comprobación de la estabilidad en la longitud del pilar y para la comprobación en el extremo en el caso de combinación de compresión y flexión biaxial, se deberían satisfacer las condiciones siguientes:

$$\frac{M_{y,Ed}}{\mu_{dy} M_{pl,y,Rd}} \leq \alpha_{M,y} \quad \frac{M_{z,Ed}}{\mu_{dz} M_{pl,z,Rd}} \leq \alpha_{M,z} \quad (6.46)$$

$$\frac{M_{y,Ed}}{\mu_{dy} M_{pl,y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{\mu_{dz} M_{pl,z,Rd}} \leq 1,0 \quad (6.47)$$

donde

$M_{pl,y,Rd}$ y $M_{pl,z,Rd}$ son las resistencias plásticas a flexión para el plano de flexión pertinente;

$M_{y,Ed}$ y $M_{z,Ed}$ son valores de cálculo de los momentos flectores, incluyendo los efectos de segundo orden e imperfecciones de acuerdo con el apartado 6.7.3.4;

μ_{dy} y μ_{dz} se definen en el apartado 6.7.3.6;

$\alpha_M = \alpha_{M,y}$ y $\alpha_M = \alpha_{M,z}$ se indican en el punto (1) del apartado 6.7.3.6.

6.7.4 Conexión e introducción de las carga

6.7.4.1 Generalidades

(1)P En las zonas de introducción de las carga se deben tomar las medidas necesarias para que las fuerzas y momentos internos procedentes de los elementos unidos a los extremos y las cargas aplicadas a lo largo de la longitud, se distribuyan entre los elementos de acero y hormigón teniendo en cuenta la resistencia a rasante en la superficie de contacto entre acero y hormigón. Se debe disponer una trayectoria de cargas claramente definida que no produzca un deslizamiento significativo entre las superficies de contacto que invalidaría las hipótesis de cálculo.

(2)P Cuando los pilares mixtos y los elementos comprimidos estén sometidos a un cortante transversal significativo, como por ejemplo por cargas transversales localizadas y por momentos extremos, se deben tomar las medidas necesarias para transferir la tensión tangencial longitudinal correspondiente a través de la superficie de contacto entre acero y hormigón.

(3) En los pilares sometidos a carga axial y en los elementos comprimidos no es necesario considerar el esfuerzo rasante fuera de las zonas de introducción de las cargas.

6.7.4.2 Introducción de las cargas

(1) Se deberían disponer conectadores en la zona de introducción de las cargas y en las zonas con cambio de sección transversal, si se supera en la superficie de contacto entre acero y hormigón el valor de cálculo de la resistencia a esfuerzo rasante τ_{Rd} , véase el apartado 6.7.4.3. Los esfuerzos rasantes se deberían calcular a partir de los cambios en los esfuerzos en la sección de acero o de hormigón armado, a lo largo de la longitud de introducción de las cargas. Si las cargas se introducen sólo en la sección transversal de hormigón, se deberían tener en cuenta los valores obtenidos del análisis elástico considerando fluencia y retracción. De otro modo, las fuerzas y la superficie de contacto se deberían obtener a partir de la teoría elástica o de la teoría plástica, para determinar el caso más desfavorable.

(2) En ausencia de un método más preciso, la longitud de introducción de las cargas no debería superar $2d$ o $L/3$, siendo d la dimensión transversal mínima y L la longitud del pilar.

(3) En pilares mixtos y en elementos comprimidos no es necesario garantizar la conexión a rasante para cargas introducidas por chapas extremas si toda la superficie de contacto entre la sección de hormigón y la chapa está sometida a compresión de forma permanente, teniendo en cuenta la fluencia y retracción. De otro modo, la introducción de las cargas se debería comprobar de acuerdo con el punto (5). En tubos rellenos de hormigón de sección circular se puede tener en cuenta el efecto provocado por el confinamiento, si se satisfacen la condiciones indicadas en el punto (6) del apartado 6.7.3.2, considerando para $\bar{\lambda}$ unos valores de η_a y η_c iguales a cero.

(4) Cuando los conectadores estén unidos al alma de una sección doble T o similar de acero, total o parcialmente embebida en hormigón, se pueden tener en cuenta las fuerzas de rozamiento que desarrollan las alas de acero adyacentes para impedir la expansión lateral del hormigón. Dicha resistencia se puede añadir a la resistencia calculada de los conectadores. Se puede considerar que la resistencia adicional es $\mu P_{Rd}/2$ en cada ala y por cada fila horizontal de pernos, como se muestra en la figura 6.21, siendo μ el coeficiente de rozamiento pertinente. En secciones de acero sin pintar, se puede considerar para μ un valor de 0,5. P_{Rd} es la resistencia de un sólo perno de acuerdo con el apartado 6.6.3.1. En ausencia de una información más precisa procedente de ensayos, la distancia libre entre las alas no debería superar los valores indicados en la figura 6.21.

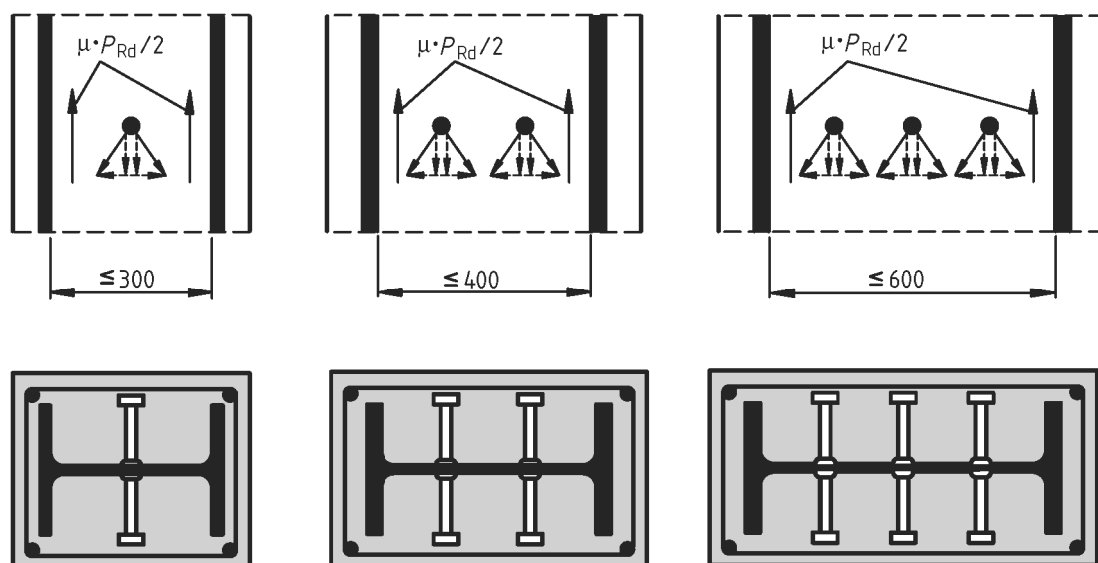


Figura 6.21 – Fuerzas de rozamiento adicionales en pilares mixtos por el uso de pernos con cabeza

(5) Si la sección transversal está parcialmente cargada (como, por ejemplo, en la figura 6.22(a)), las cargas se pueden distribuir con una relación de 1:2,5 a lo largo del espesor t_e de la placa final. En el área de la introducción eficaz de las cargas se deberían limitar las tensiones en el hormigón, para secciones huecas rellenas de hormigón de acuerdo con el punto (6) y para todos los demás tipos de secciones transversales según el apartado 6.7 de la Norma EN 1992-1-1.

(6) Si el hormigón que rellena una sección hueca circular o cuadrada está cargado sólo parcialmente, por ejemplo mediante placas de reparto (cartelas) que atraviesan el perfil o mediante rigidizadores como se muestra en la figura 6.22, el valor de cálculo de la resistencia local del hormigón, $\sigma_{c,Rd}$ bajo la placa de reparto o el rigidizador resultante de las fuerzas internas de la sección de hormigón se debería obtener mediante:

$$\sigma_{c,Rd} = f_{cd} \left(1 + \eta_{cL} \frac{t}{a} \frac{f_y}{f_{ck}} \right) \sqrt{\frac{A_c}{A_1}} \leq \frac{A_c f_{cd}}{A_1} \leq f_{yd} \quad (6.48)$$

donde

t es el espesor de la pared del tubo de acero;

a es el diámetro del tubo o la anchura de la sección cuadrada;

A_c es el área de la sección transversal del hormigón del pilar;

A_1 es el área cargada bajo la placa de reparto, véase la figura 6.22;

$\eta_{cL} = 4,9$ para tubos de acero de sección circular y 3,5 para secciones cuadradas.

La relación A_c/A_1 no debería superar el valor 20. Las soldaduras entre placas de reparto (cartelas) y las secciones de acero huecas se deberían dimensionar según las indicaciones del capítulo 4 de la Norma la Norma EN 1993-1-8.

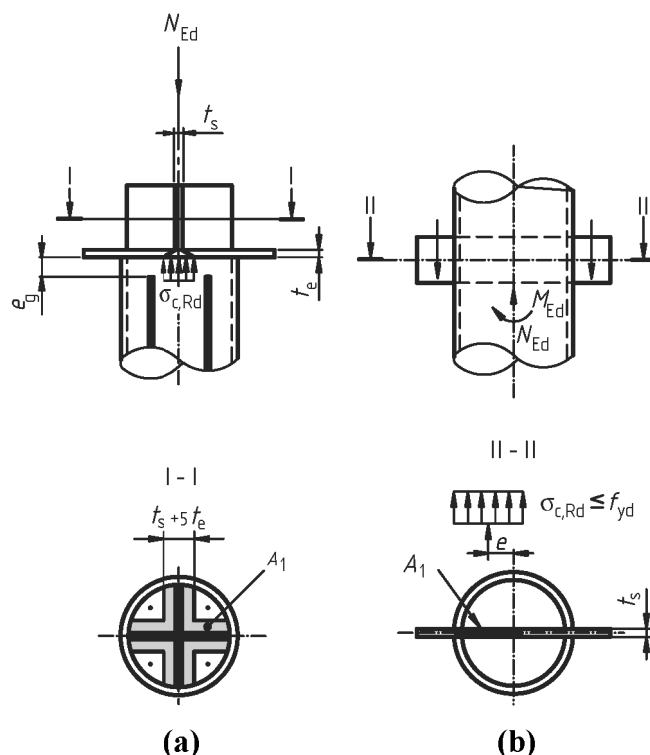


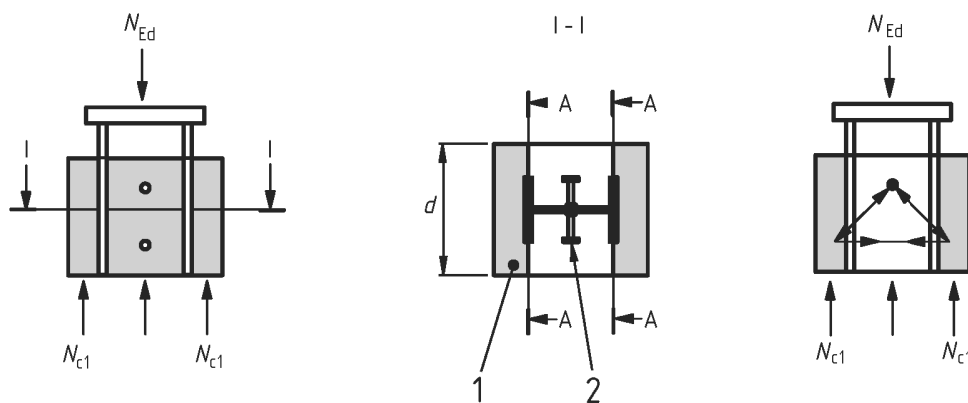
Figura 6.22 – Sección hueca circular rellena de hormigón parcialmente cargada

(7) En las secciones huecas circulares rellenas de hormigón, se puede tener en cuenta la armadura longitudinal en la resistencia del pilar, aunque la armadura no esté soldada a las placas finales o no esté en contacto directo con ellas, siempre que se garantice que:

- la comprobación a fatiga no es necesaria,
- la distancia e_g entre la armadura y la placa final no supere 30 mm, véase la figura 6.22(a).

(8) La armadura transversal debería ser conforme con el apartado 9.5.3 de la Norma EN 1992-1-1. En el caso de secciones de acero parcialmente rellenas de hormigón, el hormigón se debería asegurar en su posición mediante armadura transversal dispuesta de acuerdo con la figura 6.10.

(9) En el caso de que la introducción de las cargas se realice sólo a través de la sección de acero o de la de hormigón, en las secciones de acero completamente rellenas de hormigón la armadura transversal se debería dimensionar para resistir el rasante originado por la transmisión de la fuerza normal (N_{c1} en la figura 6.23) desde las partes de hormigón con conexión directa mediante conectadores a las partes sin conexión directa (véase la sección A-A de la figura 6.23; la zona sombreada fuera de las alas de la figura 6.23 se debería considerar como zona sin conexión directa). El dimensionamiento y la colocación de la armadura transversal deberían basarse en un modelo de bielas considerando un ángulo de 45° entre las bielas de compresión del hormigón y el eje del elemento.



Leyenda

- 1 Sin conexión directa
- 2 Con conexión directa

Figura 6.23 – Zonas de hormigón con y sin conexión directa para el dimensionamiento de la armadura transversal

6.7.4.3 Rasante fuera de las zonas de introducción de las cargas

- (1) Fuera de la zona de introducción de las cargas, se debería comprobar el rasante en la superficie de contacto entre hormigón y acero cuando se produzca por la existencia de cargas transversales y/o momentos extremos. Se deberían disponer conectadores, siguiendo la distribución del valor de cálculo de la resistencia a esfuerzo rasante τ_{Rd} .
- (2) En ausencia de un método más preciso, se puede utilizar un análisis elástico para calcular el rasante en la superficie de contacto considerando los efectos diferidos y la fisuración del hormigón.
- (3) Garantizando que la superficie de la sección de acero en contacto con el hormigón esté sin pintura y limpia de aceite, grasa y sin óxido o herrumbre, se pueden suponer para τ_{Rd} los valores indicados en la tabla 6.6.

Tabla 6.6 – Valor de cálculo de la resistencia a esfuerzo rasante τ_{Rd}

Clase de sección transversal	τ_{Rd} (N/mm ²)
Secciones de acero completamente embebidas en hormigón	0,30
Secciones huecas circulares rellenas de hormigón	0,55
Secciones huecas rectangulares rellenas de hormigón	0,40
Alas de secciones parcialmente embebidas	0,20
Almas de secciones parcialmente embebidas	0,00

- (4) El valor de τ_{Rd} indicado en la tabla 6.6 para secciones de acero totalmente embebidas se aplica a secciones con un recubrimiento mínimo de hormigón de 40 mm con armaduras transversales y longitudinales según las especificaciones del apartado 6.7.5.2. Para recubrimientos mayores y cuantía de armaduras suficientes se pueden utilizar valores mayores para τ_{Rd} . A menos que se compruebe por medio de ensayos, en las secciones de acero totalmente embebidas se puede utilizar un valor incrementado $\beta_c \tau_{Rd}$, donde β_c viene dado por:

$$\beta_c = 1 + 0,02 c_z \left(1 - \frac{c_{z,min.}}{c_z} \right) \leq 2,5 \quad (6.49)$$

donde

c_z es el valor nominal del recubrimiento de hormigón en mm, véase la figura 6.17(a);

$c_{z,min.}$ = 40 mm es el mínimo recubrimiento de hormigón.

(5) A menos que se compruebe, se deberían disponer siempre conectadores en las secciones doble T parcialmente embebidas con rasante debido a la flexión según el eje no principal provocada por cargas laterales o a momentos extremos. Si en la resistencia a esfuerzo rasante no se va a considerar sólo la contribución del acero estructural, la armadura transversal necesaria para resistir el esfuerzo cortante $V_{c,Ed}$ de acuerdo con el punto (4) del apartado 6.7.3.2 se debería soldar al alma de la sección de acero o bien atravesar dicho alma.

6.7.5 Disposiciones para detalles constructivos

6.7.5.1 Recubrimiento de hormigón para perfiles de acero y armaduras

(1)P En secciones de acero totalmente embebidas se debe disponer, al menos, un recubrimiento mínimo de hormigón armado para asegurar la transmisión segura de las fuerzas de adherencia y la protección del acero contra la corrosión y el desconchamiento del hormigón.

(2) El recubrimiento de hormigón de un ala de una sección de acero totalmente embebida no debería ser menor que 40 mm, ni menor que un sexto de la anchura del ala.

(3) El recubrimiento de la armadura debería satisfacer las especificaciones del capítulo 4 de la Norma EN 1992-1-1.

6.7.5.2 Armadura longitudinal y transversal

(1) La armadura longitudinal en pilares totalmente embebidos por hormigón que se considera en los cálculos para la resistencia de la sección transversal no debería ser menor del 0,3% de la sección transversal de hormigón. En secciones huecas rellenas de hormigón normalmente no es necesario disponer armadura longitudinal si no se requiere un cálculo para garantizar la resistencia al fuego.

(2) La armadura transversal y longitudinal en los pilares total o parcialmente embebidos por hormigón se debería dimensionar y sus detalles constructivos se deberían definir de acuerdo con las especificaciones del apartado 9.5 de la Norma EN 1992-1-1.

(3) La distancia libre entre las barras de la armadura longitudinal y la sección de acero estructural puede ser menor que lo especificado en el punto (2), e incluso cero. En este caso, para la adherencia, el perímetro eficaz c de una barra de armadura se debería tomar como la mitad o la cuarta parte de su perímetro, como se muestra en los casos (a) y (b) de la figura 6.24, respectivamente.

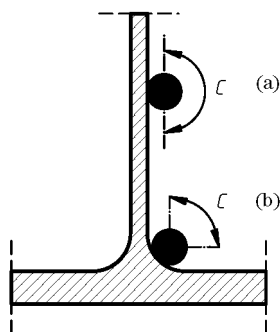


Figura 6.24 – Perímetro eficaz c de una armadura

(4) Se debería disponer una armadura mínima longitudinal de 8 mm de diámetro y con 250 mm de separación y una armadura transversal de 6 mm de diámetro y 200 mm de separación en los elementos total o parcialmente embebidos, si las condiciones ambientales son clase X0 de acuerdo con la tabla 4.1 de la Norma EN 1992-1-1 y la armadura longitudinal se desprecia en el cálculo. Como alternativa, se puede utilizar un mallazo de 4 mm de diámetro.

6.8 Fatiga

6.8.1 Generalidades

(1)P La resistencia de las estructuras mixtas a fatiga se debe comprobar cuando las estructura se sometan a variaciones repetidas de tensiones.

(2)P El dimensionamiento para el estado límite de fatiga debe asegurar, con un aceptable nivel de probabilidad, que la estructura no va a fallar por fatiga o precisar una reparación de los daños provocados por fatiga durante toda su vida útil de proyecto.

(3) En los pernos conectadores con cabeza utilizados en edificios, el rasante máximo por conector bajo la combinación de acciones características no debería superar el valor $0,75P_{Rd}$, donde P_{Rd} se determina de acuerdo con el apartado 6.6.3.1.

(4) En edificios no es necesaria ninguna evaluación de fatiga para el acero estructural, la armadura, el hormigón y la conexión si se aplica el punto (4) del capítulo 4 de la Norma EN 1993-1-1 para el acero estructural, y no se aplica el apartado 6.8.1 de la Norma EN 1992-1-1 para el hormigón.

6.8.2 Coeficientes parciales de seguridad para la evaluación a fatiga de los edificios

(1) Los coeficientes parciales de seguridad para la resistencia a fatiga, γ_{Mf} , se indican en el capítulo 3 de la Norma EN 1993-1-9 para los elementos de acero y en el apartado 2.4.2.4 de la Norma EN 1992-1-1 para los elementos de hormigón y la armadura. Para los pernos con cabeza sometidos a cortante, se debería aplicar un coeficiente parcial de seguridad, $\gamma_{Mf,s}$.

NOTA El valor para $\gamma_{Mf,s}$ se puede indicar en el anexo nacional. El valor recomendado de $\gamma_{Mf,s}$ es 1,0.

(2) Se deberían aplicar los coeficientes parciales de seguridad para cargas de fatiga, γ_{Ff} .

NOTA Se pueden encontrar valores de los coeficientes parciales de seguridad γ_{Ff} para diferentes tipos de cargas de fatiga en el anexo nacional.

6.8.3 Resistencia a fatiga

(1) La resistencia a fatiga para el acero estructural y para las soldaduras se debería tomar del capítulo 7 de la Norma EN 1993-1-9.

(2) La resistencia a fatiga para el acero de las armaduras pasivas y activas se debería tomar de la Norma EN 1992-1-1. Para el hormigón se aplica el apartado 6.8.5 de la Norma EN 1992-1-1.

(3) La curva de resistencia a fatiga de un perno con cabeza soldado de modo automático de acuerdo con el apartado 6.6.3.1 se muestra en la figura 6.25, y para un hormigón de peso normal viene dada por:

$$(\Delta\tau_R)^m N_R = (\Delta\tau_c)^m N_c \quad (6.50)$$

donde

$\Delta\tau_R$ es la resistencia a fatiga por tensiones tangenciales referida al área de la sección transversal del vástago del perno, utilizando el diámetro nominal d del vástago;

$\Delta\tau_c$ es el valor de referencia de la resistencia a fatiga para dos millones de ciclos, siendo $\Delta\tau_c$ igual a 90 N/mm^2 ;

m es la pendiente de la curva de resistencia a fatiga, correspondiente a $m = 8$;

N_R es el número de ciclos de variación de tensión.

(4) Para pernos en hormigón ligero con una clase de densidad según las especificaciones del capítulo 11 de la Norma EN 1992-1-1, la resistencia a fatiga se debería obtener de acuerdo con el punto (3) pero sustituyendo $\Delta\tau_R$ por $\eta_E\Delta\tau_R$ y $\Delta\tau_c$ por $\eta_E\Delta\tau_c$, donde η_E se indica en el apartado 11.3.2 de la Norma EN 1992-1-1.

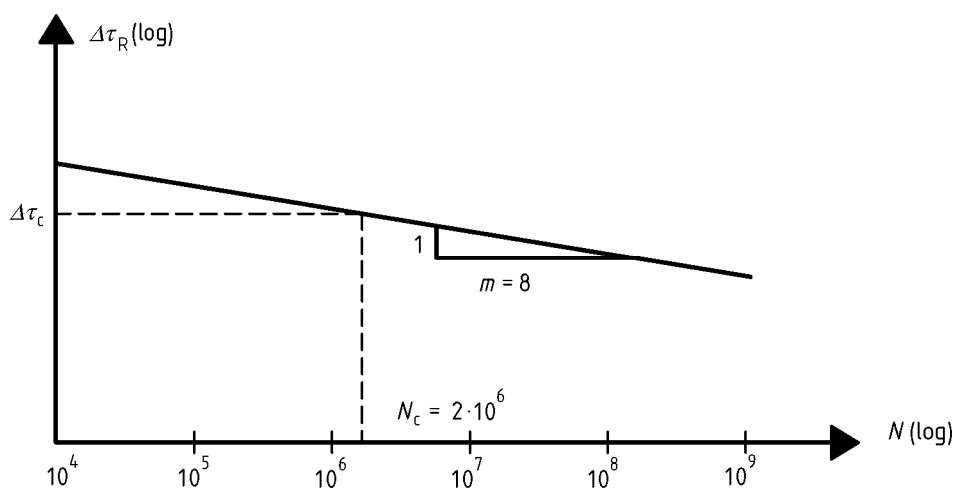


Figura 6.25 – Curva de resistencia a fatiga para pernos con cabeza en losas macizas

6.8.4 Fuerzas internas y cargas de fatiga

(1) Las fuerzas y momentos internos se deberían obtener por medio de un análisis elástico global de la estructura, según los apartados 5.4.1 y 5.4.2, y para la combinación de acciones del apartado 6.8.3 de la Norma EN 1992-1-1.

(2) Los momentos flectores internos máximos y mínimos y/o las fuerzas internas resultantes de la combinación de carga del punto (1) se definen como $M_{Ed,máx.,f}$ y $M_{Ed,min.,f}$.

(3) Las cargas de fatiga de edificios se deberían obtener de las partes correspondientes de la Norma EN 1991. Cuando no se especifiquen cargas de fatiga, se puede utilizar el capítulo 1 del anexo A de la Norma EN 1993-1-9. Se deberían tener en cuenta la respuesta dinámica de la estructura o los efectos de impacto, cuando proceda.

6.8.5 Tensiones

6.8.5.1 Generalidades

(1) El cálculo de las tensiones se debería basar en el apartado 7.2.1.

(2)P Para el cálculo de las tensiones en zonas fisuradas se debe tener en cuenta el efecto de la rigidización por la colaboración del hormigón entre fisuras en las tensiones de la armadura.

(3) A menos que se compruebe con un método más preciso, el efecto de la rigidización entre fisuras en las tensiones de la armadura se puede tener en cuenta según el apartado 6.8.5.4.

(4) A menos que se utilice un método más preciso, para el cálculo de las tensiones en el acero estructural se puede despreciar el efecto de la rigidización entre fisuras.

6.8.5.2 Hormigón

(1) Para el cálculo de las tensiones en los elementos de hormigón se aplica el apartado 6.8 de la Norma EN 1992-1-1.

6.8.5.3 Acero estructural

(1) Cuando los momentos flectores $M_{Ed,máx.,f}$ y $M_{Ed,min.,f}$ produzcan tensiones de tracción en la losa de hormigón, las tensiones en el acero estructural correspondientes a dichos momentos se pueden calcular en base al momento de inercia de la sección I_2 , de acuerdo con el apartado 1.5.2.12.

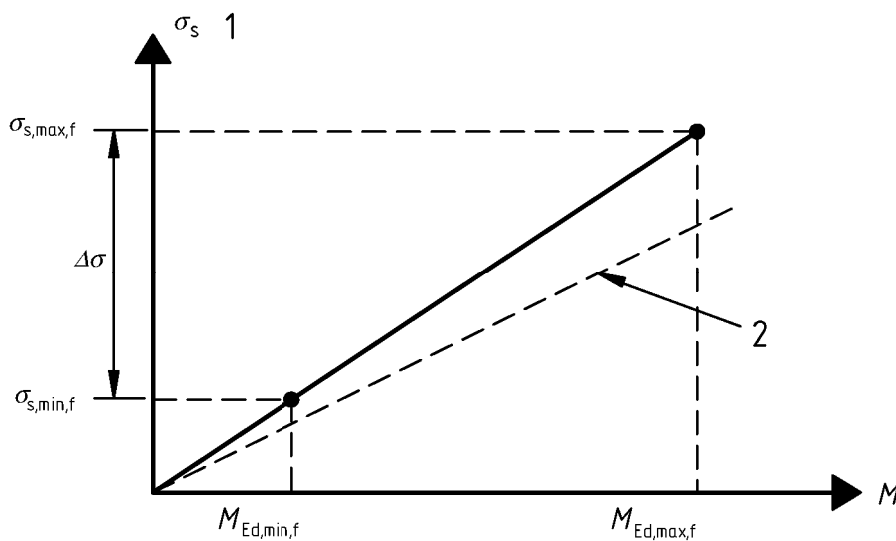
(2) Cuando $M_{Ed,min.,f}$ y $M_{Ed,máx.,f}$, o sólo $M_{Ed,min.,f}$ produzcan compresión en la losa de hormigón, las tensiones en el acero estructural para dichos momentos se deberían calcular con las propiedades de la sección bruta no fisurada.

6.8.5.4 Armadura

(1) Cuando el momento flector $M_{Ed,máx.,f}$ produzca tensiones de tracción la losa de hormigón y, si no se utiliza un método más preciso, los efectos de la rigidización por la colaboración del hormigón entre fisuras para la tensión $\sigma_{s,máx.,f}$ de la armadura debida a $M_{Ed,máx.,f}$ se deberían determinar a partir de las ecuaciones (7.4) a (7.6) del punto (3) del apartado 7.4.3. En la ecuación (7.5) del punto (3) del apartado 7.4.3, se debería utilizar un coeficiente 0,2 en lugar del coeficiente 0,4.

(2) Cuando también el momento flector $M_{Ed,min.,f}$ produzca tensiones de tracción en la losa de hormigón, la carrera de tensión $\Delta\sigma$ viene dada por la figura 6.26, y la tensión $\sigma_{s,min.,f}$ en la armadura producida por $M_{Ed,min.,f}$ se puede calcular por:

$$\sigma_{s,min.,f} = \sigma_{s,máx.,f} \frac{M_{Ed,min.,f}}{M_{Ed,máx.,f}} \quad (6.51)$$



Leyenda

- 1 Losa traccionada
- 2 Sección totalmente fisurada

Figura 6.26 – Determinación de las tensiones $\sigma_{s,máx.,f}$ y $\sigma_{s,min.,f}$ en regiones fisuradas

(3) Cuando $M_{Ed,min.,f}$ y $M_{Ed,máx.,f}$ o sólo $M_{Ed,min.,f}$ produzcan compresión en la losa de hormigón, las tensiones en la armadura para dicho momentos flectores se deberían calcular con las propiedades de la sección transversal bruta no fisurada.

6.8.5.5 Conexión

(1)P El esfuerzo rasante por unidad de longitud se debe calcular con un análisis elástico.

(2) En elementos en los que se produzca la fisuración del hormigón se deberían tener en cuenta los efectos de la rigidización entre fisuras con un modelo adecuado. De modo simplificado, el rasante en la superficie de contacto entre el acero estructural y el hormigón se puede calcular utilizando las propiedades de la sección bruta no fisurada.

6.8.6 Carreras de tensión

6.8.6.1 Acero estructural y armadura

(1) Las carreras de tensión se deberían calcular a partir de las tensiones determinadas de acuerdo con el apartado 6.8.5.

(2) Cuando la comprobación a fatiga esté basada en las carreras de tensión de daño equivalente una carrera $\Delta\sigma_E$ se debería determinar, generalmente, del siguiente modo:

$$\Delta\sigma_E = \lambda \phi \left| \sigma_{\max,f} - \sigma_{\min,f} \right| \quad (6.52)$$

donde

$\sigma_{\max,f}$ y $\sigma_{\min,f}$ son las tensiones máximas y mínimas determinadas conforme a los apartados 6.8.4 y 6.8.5;

λ es un coeficiente de daño equivalente;

ϕ es un coeficiente de impacto de daño equivalente.

(3) Cuando un elemento este sometido a efectos globales y locales combinados, se deberían considerar los efectos por separado. A menos que se utilice un método más preciso, la tensión equivalente de amplitud constante debida a efectos globales y locales se debería combinar empleando:

$$\Delta\sigma_E = \lambda_{\text{glob}} \phi_{\text{glob}} \Delta\sigma_{E,\text{glob}} + \lambda_{\text{loc}} \phi_{\text{loc}} \Delta\sigma_{E,\text{loc}} \quad (6.53)$$

en donde los subíndices “glob” y “loc” hacen referencia a los efectos globales y locales, respectivamente.

(4) En edificación, puede tomarse $\Delta\sigma_E$ para el acero estructural como la carrera de tensión $\Delta\sigma_{E,2}$ definida en el apartado 1.3 de la Norma EN 1993-1-9, y para la armadura se puede considerar la carrera de tensión $\Delta\sigma_{s,\text{equ}}$ dada por el apartado 6.8.5 de la Norma EN 1992-1-1.

(5) En edificación, el coeficiente de daño equivalente λ se define en el apartado 6.2 de la Norma EN 1993-1-9, y en las partes correspondientes de la Norma EN 1993 para los elementos de acero y en las partes correspondientes de la Norma EN 1992 para el acero de la armadura pasiva.

(6) Cuando no se especifique ningún valor para λ para edificios, el coeficiente de daño equivalente se debería determinar de acuerdo con el anexo A de la Norma EN 1993-1-9, utilizando la pendiente de la curva de resistencia a fatiga adecuada.

6.8.6.2 Conexión

(1) Para la comprobación de los conectadores basada en las carreras de tensión nominal, la carrera de tensión tangencial equivalente de amplitud constante correspondiente a dos millones de ciclos, $\Delta\tau_{E,2}$, viene dada por:

$$\Delta\tau_{E,2} = \lambda_v \Delta\tau \quad (6.54)$$

donde

λ_v es el coeficiente de daño equivalente que depende del espectro y de la pendiente m de la curva de resistencia a fatiga;

$\Delta\tau$ es la carrera de tensión tangencial para cargas de fatiga, referida a la sección transversal del vástago del perno, utilizando el diámetro nominal d del vástago.

(2) La carrera de tensión tangencial equivalente de amplitud constante en soldaduras o en otros tipos de conexión se debería calcular de acuerdo con el capítulo 6 de la Norma EN 1993-1-9.

(3) Cuando no se especifique ningún de valor para λ_v para los conectadores en edificios, el coeficiente de daño equivalente se debería determinar de acuerdo con el anexo A de la Norma EN 1993-1-9, empleando la pendiente adecuada de la curva de resistencia a fatiga del conectador, dada en el apartado 6.8.3.

6.8.7 Comprobación a fatiga basada en las carreras de tensión nominal

6.8.7.1 Acero estructural, armadura y hormigón

(1) La comprobación a fatiga de la armadura debería seguir los criterios de los apartados 6.8.5 o 6.8.6 de la Norma EN 1992-1-1.

(2) La comprobación a fatiga del hormigón sometido a compresión debería seguir los criterios del apartado 6.8.7 de la Norma EN 1992-1-1.

(3) En edificación la comprobación a fatiga del acero estructural debería seguir los criterios del capítulo 8 de la Norma EN 1993-1-9.

6.8.7.2 Conexión

(1) En los conectadores soldados a un ala de acero que este siempre comprimida bajo la combinación de acciones correspondiente (véase el punto (1) del apartado 6.8.4), la comprobación a fatiga debería realizarse comprobando el siguiente criterio:

$$\gamma_{Ff} \Delta\tau_{E,2} \leq \Delta\tau_c / \gamma_{Mf,s} \quad (6.55)$$

donde

$\Delta\tau_{E,2}$ se define en el punto (1) del apartado 6.8.6.2;

$\Delta\tau_c$ es el valor de referencia de la resistencia a fatiga para dos millones de ciclos calculado según el apartado 6.8.3.

(2) Cuando la tensión máxima del ala del perfil de acero en la que están soldados los conectadores es de tracción bajo la combinación de cargas pertinente, se debería comprobar la interacción en cualquier sección transversal entre la carrera de tensión tangencial, $\Delta\tau_E$, en la soldadura de los conectadores y la carrera de tensión normal, $\Delta\sigma_E$, en el ala del perfil de acero, mediante las siguientes ecuaciones.

$$\frac{\gamma_{Ff} \Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}} + \frac{\gamma_{Ff} \Delta\tau_{E,2}}{\Delta\tau_c / \gamma_{Mf,s}} \leq 1,3 \quad (6.56)$$

$$\frac{\gamma_{Ff} \Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}} \leq 1,0 \quad \frac{\gamma_{Ff} \Delta\tau_{E,2}}{\Delta\tau_c / \gamma_{Mf,s}} \leq 1,0 \quad (6.57)$$

donde

$\Delta\sigma_{E,2}$ es la carrera de tensión en el ala obtenida según el apartado 6.8.6.1;

$\Delta\sigma_c$ es el valor de referencia de la resistencia a fatiga indicado en el capítulo 7 de la Norma EN 1993-1-9, considerando una categoría 80,

y las carreras de tensión $\Delta\tau_{E,2}$ y $\Delta\tau_c$ se definen en el punto (1).

La ecuación (6.56) se deberían comprobar para el valor máximo de $\Delta\sigma_{E,2}$ y el valor concomitante de $\Delta\tau_{E,2}$, así como para la combinación del valor máximo de $\Delta\tau_{E,2}$ y el valor concomitante de $\Delta\sigma_{E,2}$. El criterio de interacción se debería satisfacer con las carreras de tensión correspondientes calculadas tanto con las propiedades de la sección transversal fisurada como no fisurada, a menos que se considere el efecto de la rigidización por la colaboración del hormigón entre fisuras mediante métodos más precisos.

CAPÍTULO 7 ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

7.1 Generalidades

(1)P Una estructura con elementos mixtos se debe proyectar y construir de modo que todos los estados límite de servicio correspondientes se satisfagan según los principios indicados en el apartado 3.4 de la Norma EN 1990.

(2) La comprobación de los estados límite de servicio se debería basar en los criterios indicados en el punto (3) del apartado 3.4 de la Norma EN 1990.

(3) Los estados límite de servicio para losas mixtas nervadas se deberían comprobar según el capítulo 9.

7.2 Tensiones

7.2.1 Generalidades

(1)P Para el cálculo de las tensiones en vigas en los estados límite de servicio se deben tener en cuenta los siguientes efectos, cuando sea pertinente:

- arrastre por cortante;
- fluencia y retracción del hormigón;
- fisuración del hormigón y rigidización por la colaboración del hormigón entre fisuras;
- fases constructivas;
- aumento de la flexibilidad, producido por una significativa falta de interacción, debido a deslizamiento de la conexión;
- comportamiento plástico del acero y de la armadura, si existe;
- alabeo por torsión y distorsión, si existen.

(2) El arrastre por cortante se puede considerar según el apartado 5.4.1.2.

(3) A menos que se utilice un método más preciso, los efectos de la retracción y la fluencia se pueden tener en cuenta utilizando coeficientes de equivalencia, como se indica en el apartado 5.4.2.2.

(4) En secciones fisuradas se pueden despreciar los efectos isostáticos de la retracción cuando se comprueben las tensiones.

(5)P En el análisis de la sección se debe despreciar la resistencia a tracción del hormigón.

(6) Se debería tener en cuenta la influencia de la rigidización por la colaboración del hormigón entre fisuras en las tensiones en la armadura pasiva y activa. A menos que se utilicen métodos más precisos, las tensiones en la armadura pasiva se deberían calcular según el apartado 7.4.3.

(7) Se puede despreciar la influencia de la rigidización por la colaboración del hormigón entre fisuras en las tensiones en el acero estructural.

(8) Se pueden ignorar los efectos de la falta de interacción, cuando se garantice una conexión total y cuando, en caso de conexión parcial en edificación, se aplique el punto (4) del apartado 7.3.1.

7.2.2 Limitación de las tensiones en edificación

- (1) No es necesaria una limitación de las tensiones para vigas si en estado límite último no se requiere una comprobación a fatiga, y si no se aplica un pretensado mediante tendones y/o control de las deformaciones impuestas (por ejemplo, gatos en apoyos).
- (2) En pilares mixtos de edificación normalmente no es necesaria ninguna limitación de las tensiones.
- (3) Cuando sea necesario, se aplican las limitaciones de tensión para el hormigón y la armadura indicadas en el apartado 7.2 de la Norma EN 1992-1-1.

7.3 Deformaciones en edificación

7.3.1 Flechas

- (1) Las flechas debidas a cargas aplicadas únicamente en el elemento de acero se deberían calcular de acuerdo con la Norma EN 1993-1-1.
- (2) Las flechas debidas a cargas aplicadas sobre el elemento mixto se deberían calcular utilizando un análisis elástico de acuerdo con el capítulo 5.
- (3) El nivel de referencia para la flecha de vigas apeadas es la cara superior de la viga mixta. Únicamente cuando la flecha pueda afectar a la apariencia del edificio se debería tomar la cara inferior de la viga como nivel de referencia.
- (4) Los efectos de la falta de interacción se pueden despreciar siempre que:
 - a) el dimensionamiento de la conexión sea conforme con el apartado 6.6;
 - b) no se utilicen menos conectadores que la mitad del número necesario para que la conexión sea total, o bien los esfuerzos resultantes de un comportamiento elástico y que actúan en los conectadores en el estado límite de servicio no superen P_{Rd} ; y
 - c) en el caso de una losa nervada con los nervios transversales a la viga, la altura de los nervios no sea mayor que 80 mm.
- (5) El efecto sobre la flecha de la fisuración del hormigón en regiones con momentos negativos se debería tener en cuenta adoptando los métodos de análisis del apartado 5.4.2.3.
- (6) El siguiente método simplificado puede utilizarse en vigas con secciones críticas en clases 1, 2 o 3. En cada apoyo intermedio en que σ_{ct} supere $1,5 f_{ctm}$ o $1,5 f_{lctm}$, según corresponda, el momento flector calculado por el análisis sin considerar fisuración definido en el punto (2) del 5.4.2.3 se multiplica por el coeficiente de reducción f_1 indicado en la figura 7.1, y se aplican los incrementos correspondientes en los momentos flectores de los vanos adyacentes. Se puede utilizar la curva A sólo para vanos internos, cuando las cargas por unidad de longitud de longitud sean iguales en todos los vanos y las luces de los vanos no difieran entre sí más de un 25%. En caso contrario, se debería utilizar el valor límite inferior aproximado $f_1 = 0,6$ (línea B).
- (7) Para el cálculo de flechas en vigas no apeadas, se puede tener en cuenta la influencia de la plastificación local del acero estructural en el apoyo determinada de acuerdo con los métodos indicados en este apartado, con un coeficiente de reducción adicional igual a:
 - $f_2 = 0,5$ si se alcanza f_y antes de que endurezca la losa de hormigón;
 - $f_2 = 0,7$ si se alcanza f_y después de que endurezca el hormigón.

Esto es aplicable para el cálculo de la flecha máxima pero no para la contraflecha.

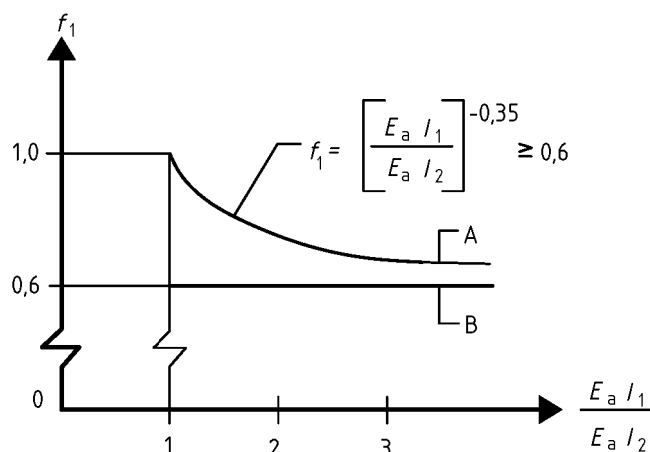


Figura 7.1 – Coeficiente de reducción para el momento flector en los apoyos

(8) A menos que se exija específicamente por el cliente, no es necesario considerar el efecto de la curvatura debida a la retracción del hormigón cuando la relación entre la longitud del vano y el canto total de la viga no sea mayor de 20.

7.3.2 Vibraciones

(1) Las propiedades dinámicas de las vigas de forjado deberían satisfacer los criterios del apartado 4.4 del anexo A1 de la Norma EN 1990.

7.4 Fisuración del hormigón

7.4.1 Generalidades

(1) Para la limitación de la abertura de fisura en estructuras mixtas, se aplican las consideraciones generales de los puntos (1) a (9) del apartado 7.3.1 de la Norma EN 1992-1-1. La limitación de la abertura de fisura depende de las clases de exposición de acuerdo con el capítulo 4 de la Norma EN 1992-1-1.

(2) Se puede obtener una estimación de la abertura de fisura en el apartado 7.3.4 de la Norma EN 1992-1-1, donde la tensión σ_s debería calcularse teniendo en cuenta los efectos de la rigidización entre fisuras. A menos que se utilice un método más preciso, σ_s se puede determinar de acuerdo con el punto (3) del apartado 7.4.3.

(3) Como simplificación del lado de la seguridad, se puede conseguir limitar la abertura de fisura a un valor aceptable mediante una armadura mínima definida en el apartado 7.4.2, con una separación y unos diámetros de armadura que no superen los límites establecidos en el apartado 7.4.3.

(4) En los casos en que las vigas de edificación se dimensionen como vigas simplemente apoyadas aunque la losa sea continua y el control de la abertura de fisura no sea interesante, la armadura longitudinal dentro de la anchura eficaz de la losa de acuerdo con el apartado 6.1.2 no debería ser menor que:

- 0,4% del área de hormigón, para construcción apeada;
- 0,2% del área de hormigón, para construcción no apeada.

La armadura de una viga calculada como simplemente apoyada se debería prolongar en una longitud de $0,25L$ a cada lado del apoyo interior, o $0,5L$ junto al voladizo, siendo L la luz del vano correspondiente o la longitud del voladizo, respectivamente. No se debería tener en cuenta la chapa nervada de acero. La separación máxima entre barras debería ser conforme con el punto (5) del apartado 9.2.1 para losas mixtas, o con el punto (3) del apartado 9.3.1.1 de la Norma EN 1992-1-1 para la cabeza de hormigón.

7.4.2 Armadura mínima

(1) A menos que se utilice un método más preciso de acuerdo con el punto (1) del apartado 7.3.2 de la Norma EN 1992-1-1, la armadura mínima necesaria A_s para losas de vigas mixtas, para todas las secciones sin armadura activa y sometidas a una tracción significativa debida a la coacción de las deformaciones impuestas (por ejemplo, los efectos isostáticos e hiperestáticos de la retracción) en combinación o no con los efectos de cargas, viene dada por:

$$A_s = k_s k_c k f_{ct,eff} A_{ct} / \sigma_s \quad (7.1)$$

donde

$f_{ct,eff}$ es el valor medio de la resistencia eficaz a tracción del hormigón en el momento en que se espera la primera fisura. Para $f_{ct,eff}$ puede tomarse el valor de f_{ctm} , indicado en la tabla 3.1 de la Norma EN 1992-1-1, o el valor de f_{ctm} indicado en la tabla 11.3.1, según corresponda, adoptando la clase de resistencia correspondiente al instante en que se espera la primera fisura. Cuando no se pueda establecer con seguridad que la edad del hormigón en el momento de la fisuración es menor de 28 días, se puede utilizar un valor mínimo para la resistencia a tracción de 3 N/mm²;

k es un coeficiente que tiene en cuenta el efecto de las tensiones no uniformes auto equilibradas, puede tomarse igual a 0,8;

k_s es un coeficiente que tiene en cuenta el efecto de la reducción del esfuerzo axial en la losa de hormigón debido a la fisuración inicial y al deslizamiento local de la conexión, puede tomarse igual a 0,9;

k_c es un coeficiente que tiene en cuenta la distribución de tensiones dentro de la sección inmediatamente antes de que se produzca la fisuración, que viene dado por:

$$k_c = \frac{1}{1 + h_c / (2z_o)} + 0,3 \leq 1,0 \quad (7.2)$$

h_c es el espesor de la cabeza de hormigón, excluyendo cualquier nervio;

z_o es la distancia vertical entre los centros de gravedad de la cabeza de hormigón no fisurada y de la sección no fisurada, calculada utilizando el coeficiente de equivalencia n_0 para cargas instantáneas;

σ_s es la tensión máxima en la armadura traccionada inmediatamente antes de la fisuración. Se puede tomar como su valor característico del límite elástico f_{sk} . Sin embargo, puede ser necesario un valor inferior, dependiendo del diámetro de la barra, para satisfacer los límites necesarios de la abertura de fisura. Dichos valores se indican en la tabla 7.1;

A_{ct} es el área de la zona traccionada (provocada por cargas directas y por los efectos isostáticos de la retracción) inmediatamente antes de la fisuración de la sección transversal. Como simplificación se puede utilizar el área de la sección de hormigón que esté dentro de la anchura eficaz.

(2) El diámetro máximo para la armadura mínima se puede modificar al valor ϕ dado por:

$$\phi = \phi^* f_{ct,eff} / f_{ct,0} \quad (7.3)$$

donde

ϕ^* es el diámetro máximo para la barra de la armadura indicado en la tabla 7.1;

$f_{ct,0}$ es el valor de referencia de la resistencia a tracción del hormigón, de valor 2,9 N/mm².

Tabla 7.1 – Diámetros máximos de barras para armaduras de alta adherencia

Tensión del acero σ_s (N/mm ²)	Diámetro máximo de la barra ϕ^* (mm) para el valor de cálculo de la abertura de fisura w_k		
	$w_k = 0,4$ mm	$w_k = 0,3$ mm	$w_k = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	—

(3) Se debería disponer, al menos, la mitad de la mitad de la armadura mínima necesaria entre la fibra media de la losa y la cara sometida a mayor tracción.

(4) Para el dimensionamiento de la armadura mínima en las cabezas de hormigón con canto variable en sentido transversal a la dirección de la viga se debería utilizar el canto local.

(5) En edificación, la armadura mínima según los puntos (1) y (2) se debería colocar donde, bajo la combinación de acciones característica, las tensiones sean de tracción.

(6) En edificación, la armadura mínima longitudinal para la sección de hormigón que envuelve al alma de una viga doble T de acero se debería determinar a partir de la ecuación (7.1), tomando para k_c el valor 0,6 y k igual a 0,8.

7.4.3 Control de la fisuración debida a cargas directas

(1) Cuando al menos se coloca la armadura mínima del apartado 7.4.2 se puede, generalmente, limitar la abertura de fisura a valores aceptables controlando la separación o los diámetros de las barras de las armaduras. El diámetro máximo y la separación máxima entre barras dependen de la tensión en la armadura σ_s y del valor de cálculo de la abertura de fisura. Los diámetros máximos se indican en la tabla 7.1 y la separación máxima entre barras en la tabla 7.2.

Tabla 7.2 – Separación máxima entre barras para barras de alta adherencia

Tensión del acero σ_s (N/mm ²)	Separación máxima entre barras (mm) para el valor de cálculo de la abertura de fisura w_k		
	$w_k = 0,4$ mm	$w_k = 0,3$ mm	$w_k = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	—
360	100	50	—

(2) Los esfuerzos internos se deberían calcular mediante un análisis elástico de acuerdo con el capítulo 5, teniendo en cuenta los efectos de la fisuración del hormigón. Las tensiones en la armadura se deberían determinar teniendo en cuenta los efectos de la rigidización por la colaboración del hormigón entre fisuras. A menos que se utilice un método más preciso, las tensiones se pueden calcular de acuerdo con el punto (3).

(3) En vigas mixtas donde la losa de hormigón se considera que se va a fisurar y que no dispone de armaduras activas, las tensiones en la armadura pasiva aumentan debido a los efectos de la rigidización por la colaboración del hormigón entre fisuras si se comparan con las tensiones de una sección mixta despreciando el hormigón. La tensión de tracción en la armadura σ_s debida a cargas directas se puede calcular a partir de:

$$\sigma_s = \sigma_{s,0} + \Delta\sigma_s \quad (7.4)$$

con:

$$\Delta\sigma_s = \frac{0,4 f_{ctm}}{\alpha_{st} \rho_s} \quad (7.5)$$

$$\alpha_{st} = \frac{A I}{A_a I_a} \quad (7.6)$$

donde

$\sigma_{s,0}$ es la tensión en la armadura producida por los esfuerzos internos actuando en la sección mixta, calculada despreciando el hormigón traccionado;

f_{ctm} es el valor medio de la resistencia a tracción del hormigón, para hormigón normal se puede tomar el valor de f_{ctm} de la tabla 3.1 de la Norma EN 1992-1-1, o para hormigón ligero se puede tomar el valor de f_{lctm} de la tabla 11.3.1;

ρ_s es la cuantía de armadura, dada por $\rho_s = (A_s / A_{ct})$;

A_{ct} es el área eficaz de la cabeza de hormigón dentro de la zona de tracción; como simplificación se debería usar el área de la sección de hormigón dentro de la anchura eficaz;

A_s es el área total de todas las capas de armadura longitudinal dentro del área eficaz A_{ct} ;

A, I son el área y el momento de inercia, respectivamente, de la sección mixta eficaz despreciando el hormigón traccionado y las chapas nervadas, si existen;

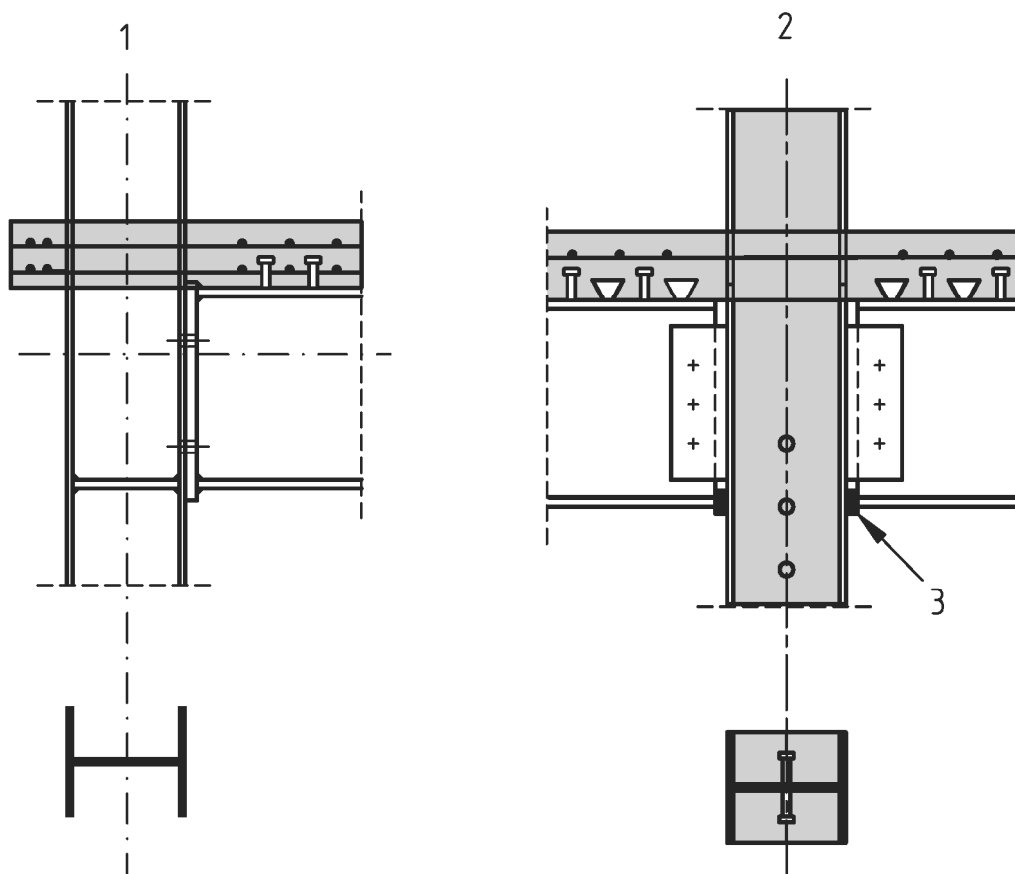
A_a, I_a son las propiedades correspondientes de la sección de acero estructural.

(4) En edificación sin armaduras activas, se debería de usar la combinación de acciones cuasi-permanente para el cálculo de σ_s .

CAPÍTULO 8 UNIONES MIXTAS EN PÓRTICOS DE EDIFICACIÓN

8.1 Objeto y campo de aplicación

(1) Las uniones se definen en el apartado 1.5.2.8. En la figura 8.1 se muestran algunos ejemplos. El resto de tipos de uniones en pórticos mixtos se deberían proyectar de acuerdo con las Normas EN 1992-1-1 o EN 1993-1-8, según corresponda.



Leyenda

- 1 Unión por un solo lado
- 2 Unión por los dos lados
- 3 Chapa de contacto

Figura 8.1 – Ejemplos de uniones mixtas

(2) El capítulo 8 se refiere a uniones sometidas principalmente a cargas estáticas. Este capítulo complementa o modifica a la Norma EN 1993-1-8.

8.2 Análisis, modelización y clasificación

8.2.1 Generalidades

(1) Se aplican las especificaciones del capítulo 5 de la Norma EN 1993-1-8 para uniones con secciones doble T (H o I), con las modificaciones recogidas en los apartados 8.2.2, 8.2.3 siguientes.

8.2.2 Análisis elástico global

(1) Cuando la rigidez rotacional de la unión S_j se toma como $S_{j,ini}/\eta$ de acuerdo con el apartado 5.1.2 de la Norma EN 1993-1-8, el valor del coeficiente de modificación de la rigidez, η , para una unión con chapa de contacto se debería tomar como 1,5.

8.2.3 Clasificación de las uniones

(1) Las uniones se deberían clasificar de acuerdo con el apartado 5.2 de la Norma EN 1993-1-8, teniendo en cuenta la acción mixta.

(2) De cara a la clasificación, se deberían tener en cuenta las direcciones de los esfuerzos.

(3) Se pueden despreciar la fisuración y la retracción en los elementos conectados.

8.3 Métodos de cálculo

8.3.1 Bases y campo de aplicación

(1) El capítulo 6 de la Norma EN 1993-1-8 se puede utilizar como una base para el proyecto de conexiones y uniones viga-pilar, siempre que la parte de acero de la unión esté dentro del campo de aplicación de dicho capítulo.

(2) Las propiedades estructurales de los componentes que se consideren en el proyecto se deberían basar en experiencias o en métodos analíticos o numéricos sustentados en ensayos.

NOTA Las propiedades de los componentes se indican en el apartado 8.4 y en el anexo A de esta norma, y en el capítulo 6 de la Norma EN 1993-1-8.

(3) Al determinar las propiedades estructurales de una unión mixta, una fila de barras de armadura traccionadas se puede tratar de forma similar a una fila de tornillos traccionados en una unión de acero, siempre que las propiedades estructurales sean las de la armadura pasiva.

8.3.2 Resistencia

(1) Las conexiones se deberían dimensionar para resistir el rasante vertical, de acuerdo con las especificaciones pertinentes de la Norma EN 1993-1-8.

(2) El valor de cálculo del momento resistente de una unión mixta con conexión total se debería calcular de modo similar al especificado para las uniones de acero indicadas en el apartado 6.2.7 de la Norma EN 1993-1-8, teniendo en cuenta la contribución de la armadura.

(3) La resistencia de los componentes se debería dimensionar según el apartado 8.4 siguiente y el apartado 6.2.6 de la Norma EN 1993-1-8, cuando sea pertinente.

8.3.3 Rigidez rotacional

(1) La rigidez rotacional de una unión se debería dimensionar de modo similar al especificado para las uniones de acero indicadas en el apartado 6.3.1 de la Norma EN 1993-1-8, teniendo en cuenta la contribución de la armadura.

(2) El valor del coeficiente ψ , véase el punto (6) del apartado 6.3.1 de la Norma EN 1993-1-8, se debería tomar como 1,7 para una unión con chapa de contacto.

8.3.4 Capacidad rotacional

(1) En el cálculo de la capacidad de rotación de la conexión se debería tener en cuenta la influencia de la fisuración del hormigón, la rigidización entre fisuras y la deformación de la conexión.

(2) La capacidad de rotación de una unión mixta se puede demostrar experimentalmente. Se deberían tener en cuenta las posibles variaciones de las propiedades de los materiales respecto a los valores característicos especificados. No se requiere demostración experimental cuando se utilicen detalles constructivos en los que la experiencia haya probado que tienen propiedades adecuadas.

(3) Como alternativa, se pueden utilizar métodos de cálculo, siempre que estén respaldados por ensayos.

8.4 Resistencia de los componentes

8.4.1 Objeto y campo de aplicación

(1) La resistencia de los siguientes componentes básicos de una unión se debería calcular de acuerdo con el apartado 8.4.2:

- armadura longitudinal en tracción;
- chapa de contacto sometida a compresión.

(2) La resistencia de los componentes identificados en la Norma EN 1993-1-8 se debería tomar como se define en la misma, excepto en el caso especificado en el apartado 8.4.3.

(3) La resistencia de las almas de hormigón embebidas en secciones de acero se debería calcular de acuerdo con el apartado 8.4.4.

8.4.2 Componentes básicos de la unión

8.4.2.1 Armadura longitudinal traccionada

(1) La anchura eficaz del ala de hormigón se debería calcular en la sección transversal de la conexión, de acuerdo con el apartado 5.4.1.2.

(2) Se debería suponer que el área eficaz de la armadura longitudinal en tracción trabaja a una tensión igual al valor de cálculo de su límite elástico, f_{sd} .

(3) Cuando haya cargas no equilibradas, se puede utilizar un modelo de bielas y tirantes para comprobar la transferencia de las fuerzas de la losa de hormigón al pilar, véase la figura 8.2.

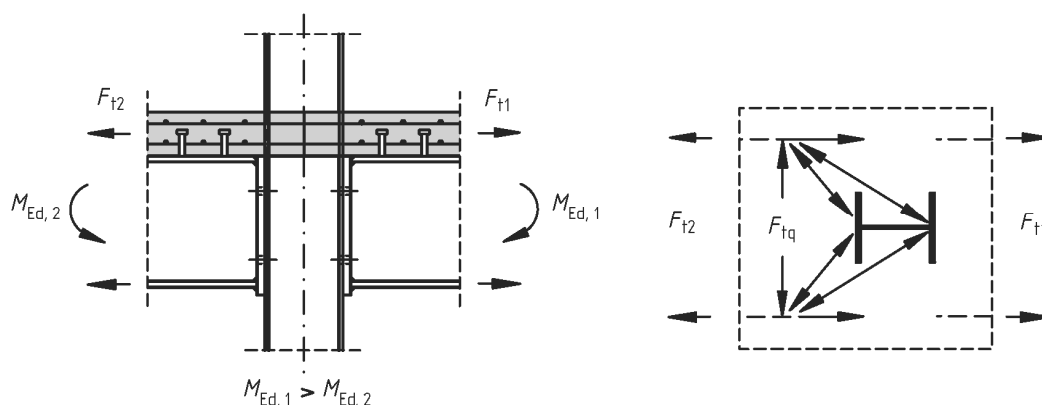


Figura 8.2 – Modelo de bielas y tirantes

(4) En el caso de unión por un solo lado calculada, como unión mixta, la armadura longitudinal eficaz de la losa traccionada se debería anclar suficientemente a partir del vano de la viga, para permitir que se desarrolle el valor de cálculo de la resistencia a tracción.

8.4.2.2 Chapa de contacto sometida a compresión

(1) Cuando la altura o la anchura de la chapa de contacto supera la dimensión correspondiente del ala comprimida de la sección de acero, la dimensión eficaz se debería calcular suponiendo una distribución a 45° a través de la chapa de contacto.

(2) Se debería suponer que las tensiones en el área eficaz de la chapa de contacto sometida a compresión pueden movilizar el valor de cálculo de su límite elástico, f_{yd} .

8.4.3 Alma de pilar sometida a compresión transversal

(1) En una unión con chapa de conexión, la anchura eficaz $b_{eff,c,wc}$ del alma del pilar comprimido se debería calcular suponiendo una distribución a 45° a través de la chapa de contacto.

8.4.4 Componentes armados

8.4.4.1 Alma de pilar sometida a cortante

(1) Cuando un pilar de acero envuelta por hormigón, véase la figura 6.17(b), se puede aumentar el valor de cálculo de la resistencia a cortante del alma calculada según el apartado 6.2.6.1 de la Norma EN 1993-1-8, para tener en cuenta el hormigón envolvente.

(2) En el caso de unión por un solo lado, o de unión por ambos lados en que los cantos de las vigas sean similares, el valor de cálculo de la resistencia a cortante de la sección de hormigón que envuelve al alma de un pilar mixto $V_{wp,c,Rd}$ se debería calcular utilizando:

$$V_{wp,c,Rd} = 0,85 \nu A_c f_{cd} \sin \theta \quad (8.1)$$

con:

$$A_c = 0,8 (b_c - t_w) (h - 2t_f) \cos \theta \quad (8.2)$$

$$\theta = \arctan [(h - 2t_f) / z] \quad (8.3)$$

donde

b_c es la anchura del hormigón envolvente;

h es el canto de la sección del pilar;

t_f es el espesor del ala del pilar;

t_w es el espesor del alma del pilar;

z es el brazo mecánico, véase el apartado 6.2.7.1 y la figura 6.15 de la Norma EN 1993-1-8.

(3) El coeficiente de reducción ν para tener en cuenta el efecto de la compresión longitudinal en la resistencia a rasante del pilar se debería obtener utilizando:

$$\nu = 0,55 \left(1 + 2 \left(\frac{N_{Ed}}{N_{p1,Rd}} \right) \right) \leq 1,1 \quad (8.4)$$

donde

N_{Ed} es el valor de cálculo del esfuerzo axial a compresión;

$N_{p1,Rd}$ es el valor de cálculo de la resistencia plástica a esfuerzo axial de compresión de la sección mixta, véase el apartado 6.7.3.2.

8.4.4.2 Alma de pilar sometida a compresión transversal

(1) Cuando el alma de la sección de acero del pilar está embebida en hormigón, se puede aumentar el valor de cálculo de la resistencia a compresión del alma del pilar, obtenido de acuerdo con el apartado 6.2.6.2 de la Norma EN 1993-1-8, para tener en cuenta el hormigón envolvente.

(2) El valor de cálculo de la resistencia a compresión transversal de la sección de hormigón que envuelve al alma de un pilar mixto $F_{c,wc,c,Rd}$ se debería calcular con la siguiente ecuación:

$$F_{c,wc,c,Rd} = 0,85 k_{wc,c} t_{eff,c} (b_c - t_w) f_{cd} \quad (8.5)$$

donde

$t_{eff,c}$ es la longitud eficaz de hormigón, obtenida de forma similar a la anchura eficaz $b_{eff,c,wc}$ definida en el apartado 6.2.6.2 de la Norma EN 1993-1-8.

(3) Cuando la sección de hormigón que envuelve al alma de un pilar mixto está sometida a compresión longitudinal, su efecto sobre el valor de la resistencia a compresión transversal de la sección de hormigón se puede tener en cuenta multiplicando el valor de $F_{c,wc,c,Rd}$ por el coeficiente $k_{wc,c}$, dado por:

$$k_{wc,c} = 1,3 + 3,3 \frac{\sigma_{com,c,Ed}}{f_{cd}} \leq 2,0 \quad (8.6)$$

donde

$\sigma_{com,c,Ed}$ es la tensión de compresión en el hormigón que envuelve, debida al valor de cálculo del esfuerzo normal N_{Ed} .

En ausencia de un método más preciso, $\sigma_{com,c,Ed}$ se puede calcular a partir de la contribución relativa de la sección de hormigón al valor de cálculo de la resistencia plástica a esfuerzo axial de la sección del pilar en compresión $N_{pl,Rd}$, véase el apartado 6.7.3.2.

CAPÍTULO 9 LOSAS MIXTAS DE EDIFICACIÓN CON CHAPA NERVADA

9.1 Generalidades

9.1.1 Objeto y campo de aplicación

(1)P Este capítulo se aplica a losas mixtas flectando sólo en la dirección de los nervios. También se incluyen las losas en voladizo. Este capítulo se aplica al proyecto de estructuras de edificación donde las sobrecargas sean fundamentalmente estáticas, incluyendo los edificios industriales donde los forjados pueden estar sometidos a cargas móviles.

(2)P El campo de aplicación se limita a chapas nervadas con almas próximas.

NOTA Las almas próximas se definen mediante un límite superior para la relación b_t / b_s , véase la figura 9.2. El valor de este límite puede indicarse en el anexo nacional. El valor recomendado es 0,6.

(3)P Las losas mixtas se admiten en estructuras en las que la sobrecarga sea muy repetitiva o se aplique de modo repentino produciendo efectos dinámicos, aunque se debe tener especial cuidado en los detalles constructivos para garantizar que la acción mixta no se degrada con el tiempo.

(4)P No se excluyen las losas sometidas a cargas sísmicas, siempre que se utilice un método de dimensionamiento adecuado para las condiciones sísmicas del proyecto concreto o recogido en otro Eurocódigo.

(5) Pueden emplearse las losas mixtas para proporcionar un arriostramiento lateral a las vigas de acero y actuar como diafragma para resistir las acciones horizontales, aunque no se indican reglas específicas en esta norma. Para la acción como diafragma de las chapas de acero nervadas mientras estén actuando como encofrado se aplican las reglas indicadas en el capítulo 10 de la Norma EN 1993-1-3.

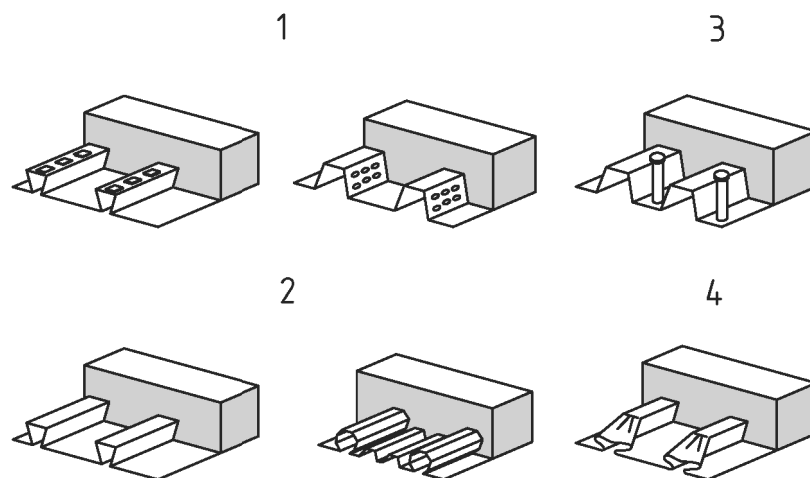
9.1.2 Definiciones

9.1.2.1 Tipos de conexión

(1)P La chapa de acero nervada debe ser capaz de transmitir tensiones rasantes en la superficie de contacto entre chapa y hormigón; la mera adherencia entre la chapa de acero y el hormigón no se considera eficaz para la acción mixta. El comportamiento mixto entre la chapa nervada y el hormigón se debe asegurar por medio de uno o varios de los siguientes procedimientos, véase la figura 9.1:

- a) engarce mecánico proporcionado por las deformaciones en el perfil (muescas o resaltos);
- b) engarce por rozamiento para perfiles con las almas de los nervios formando un ángulo agudo con la chapa base;
- c) anclaje extremo proporcionado por pernos soldados u otro tipo de conexión local entre el hormigón y la chapa de acero, únicamente en combinación con (a) o (b);
- d) anclaje extremo por deformación de los nervios al final de la chapa, únicamente en combinación con (b).

No se excluyen otros procedimientos, pero están fuera del campo de aplicación de esta norma.



Leyenda

- 1 Engarce mecánico
- 2 Engarce por rozamiento
- 3 Anclaje extremo por pernos soldados
- 4 Anclaje extremo por deformación de los nervios

Figura 9.1 – Formas típicas de engarce en losas mixtas

9.1.2.2 Conexión total y conexión parcial

(1) Un vano de una losa tiene conexión total cuando un aumento de la resistencia a esfuerzo rasante de la conexión no aumenta el valor de cálculo de la resistencia a flexión del elemento. En caso contrario, la conexión es parcial.

9.2 Disposiciones para detalles constructivos

9.2.1 Espesor de la losa y armaduras

(1)P El canto total de la losa mixta h no debe ser menor que 80 mm. El espesor de hormigón h_c sobre la superficie plana principal de la parte superior de los nervios de la chapa no debe ser menor que 40 mm.

(2)P Si la losa forma parte de una viga mixta o se utiliza como diafragma, su canto total no debe ser menor que 90 mm y h_c no debe ser menor que 50 mm.

(3)P Las armaduras transversales y longitudinales se deben disponer dentro del canto h_c de hormigón.

(4) La cuantía de armado en ambas direcciones no debería ser menor que $80 \text{ mm}^2/\text{m}$.

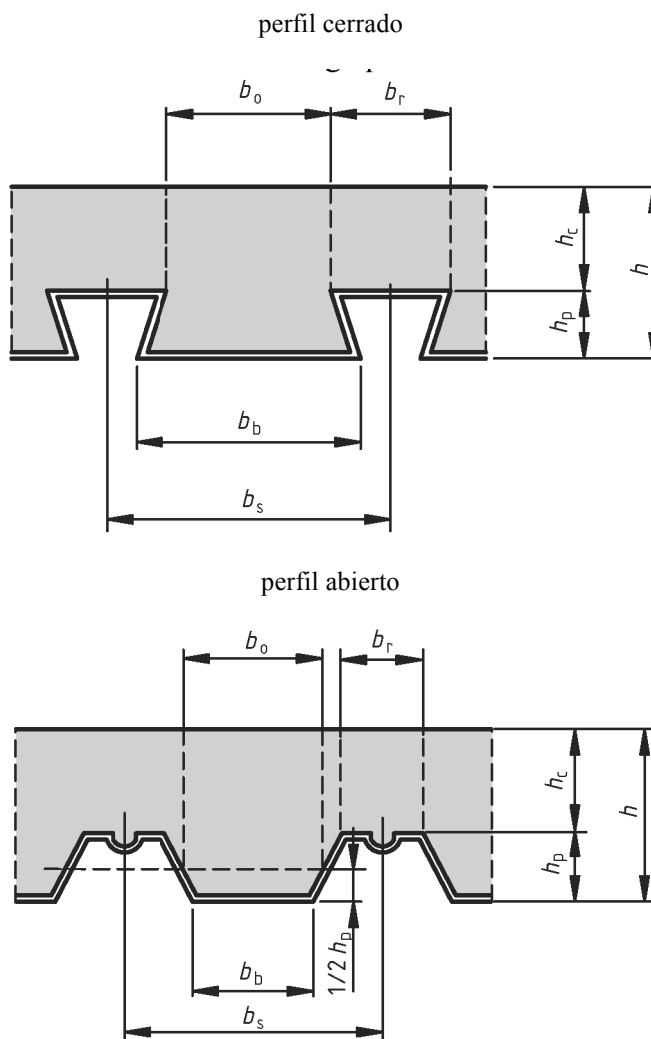


Figura 9.2 – Dimensiones de la chapa y de la losa

(5) La separación entre las barras de armadura no debería ser mayor que el menor de los valores entre $2h$ y 350 mm.

9.2.2 Áridos

(1)P El tamaño nominal del árido depende de la dimensión más pequeña del elemento estructural en el que se vierte el hormigón y no debe superar el menor de los siguientes valores:

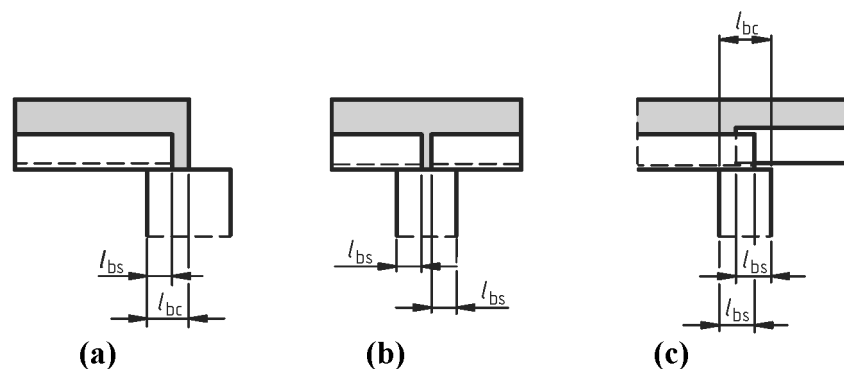
- $0,40 h_c$, véase la figura 9.2;
- $b_0/3$, siendo b_0 la anchura media de los nervios (anchura mínima en el caso de perfiles cerrados), véase la figura 9.2;
- 31,5 mm (tamiz C 31,5).

9.2.3 Requisitos de los apoyos

(1)P La longitud de apoyo debe ser tal que se evite el daño a la losa y al apoyo, alcanzando la sujeción de la chapa en el apoyo sin peligro para este y sin que se produzca una rotura por un desplazamiento accidental durante el montaje.

(2) Las longitudes de apoyo, l_{bc} y l_{bs} , indicadas en la figura 9.3 no deberían ser menores que los valores límite siguientes:

- para losas mixtas apoyadas en acero u hormigón: $l_{bc} = 75 \text{ mm}$ y $l_{bs} = 50 \text{ mm}$;
- para losas mixtas apoyadas en otros materiales: $l_{bc} = 100 \text{ mm}$ y $l_{bs} = 70 \text{ mm}$.



NOTA No es posible solapar algunas placas nervadas.

Figura 9.3 – Longitudes mínimas de apoyo

9.3 Acciones y efectos de las acciones

9.3.1 Situaciones de proyecto

(1)P En el proyecto se deben considerar todas las situaciones de proyecto y los estados límite relevantes para asegurar un grado adecuado de seguridad y comportamiento en servicio.

(2)P Se deben considerar las situaciones siguientes:

- a) Chapas de acero nervadas como encofrado: es necesario comprobar el comportamiento de las chapas nervadas mientras actúan como encofrado del hormigón fresco. Se debe tener en cuenta el efecto de los apeos si los hubiera.
- b) Losa mixta: es necesario comprobar el forjado después de que haya comenzado el comportamiento mixto y se hayan retirado los apeos.

9.3.2 Cargas sobre las chapas de acero nervadas actuando como encofrado

(1) Se deberían tener en cuenta las siguientes cargas en los cálculos de la chapa de acero como encofrado:

- el peso del hormigón y de la chapa de acero;
- las cargas de ejecución, incluyendo el amontonamiento local del hormigón durante la construcción, de acuerdo con el apartado 4.11.2 de la Norma EN 1991-1-6;
- las cargas de acopios, si los hay;
- el efecto de “embalsamiento” (aumento del espesor de hormigón debido a la deformación de la chapa).

(2) Si la flecha central δ de la chapa bajo su peso propio más el del hormigón fresco, calculada para el estado límite de servicio, es menor que 1/10 del canto de la losa, se puede despreciar el efecto de embalsamiento en el dimensionamiento de la losa. Si este límite se supera, se debería considerar dicho efecto. En el cálculo se puede considerar que el espesor nominal del hormigón se incrementa en el vano entero en $0,7\delta$.

9.3.3 Cargas actuando como losa mixta

- (1) Las cargas y disposiciones de cargas se deberían definir de acuerdo con la Norma EN 1991-1-1.
- (2) En las comprobaciones de proyecto para el estado límite último puede suponerse que la totalidad de la carga actúa en la losa mixta, ya que este supuesto se hace también en el cálculo de los esfuerzos rasantes.

9.4 Determinación de esfuerzos

9.4.1 Chapas de acero nervadas actuando como encofrado

- (1) El dimensionamiento de la chapa de acero como encofrado se debería realizar de acuerdo con la Norma EN 1993-1-3.
- (2) No se deberían permitir las redistribuciones plásticas cuando se utilicen apoyos temporales.

9.4.2 Análisis de la losa mixta

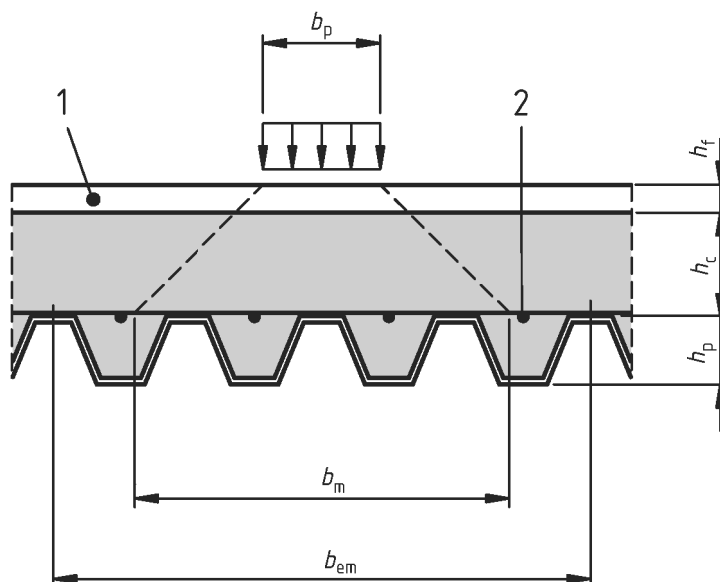
- (1) Se pueden usar los siguientes métodos de análisis para los estados límite últimos:
 - a) análisis elástico lineal con o sin redistribución;
 - b) análisis rígido-plástico global, siempre que se haya demostrado que las secciones en las que se necesitan rótulas plásticas tienen suficiente capacidad de rotación;
 - c) análisis elastoplástico, teniendo en cuenta las propiedades no lineales del material.
- (2) Los métodos lineales de análisis se deberían aplicar en los estados límite de servicio.
- (3) Si los efectos de la fisuración del hormigón se desprecian en el dimensionamiento para los estados límite últimos, los momentos flectores en los apoyos interiores pueden reducirse opcionalmente hasta un 30%, efectuando los correspondientes aumentos del momento flector positivo en los vanos adyacentes.
- (4) El análisis plástico sin una comprobación directa de la capacidad de rotación se puede usar para el estado límite último, si se emplea acero para armaduras pasivas de la clase C de acuerdo con el anexo C de la Norma EN 1992-1-1, y el vano mide menos de 3,0 m.
- (5) Una losa continua se puede dimensionar como una serie de vanos simplemente apoyados. Se debería disponer una armadura nominal sobre los apoyos intermedios de acuerdo con el apartado 9.8.1.

9.4.3 Anchura eficaz de la losa mixta para cargas concentradas puntuales y lineales

- (1) Cuando la losa tiene que soportar cargas puntuales o lineales, se puede considerar que están distribuidas en una anchura eficaz, a menos que se realice un cálculo más preciso.

(2) Las cargas concentradas puntuales o lineales paralelas al vano de la losa se debería considerar que están distribuidas en una anchura b_m , medido sobre la cara superior de los nervios de la chapa, véase la figura 9.4, esta anchura viene dada por:

$$b_m = b_p + 2(h_c + h_f) \quad (9.1)$$



Leyenda

- 1 Acabados
- 2 Armadura

Figura 9.4 – Distribución de cargas concentradas

(3) Para cargas concentradas lineales perpendiculares al vano de la losa, se debería usar la ecuación (9.1) anterior para b_m , tomando b_p como la longitud de aplicación de la carga concentrada lineal.

(4) Si h_p / h no supera el 0,6, la anchura de la losa considerada como eficaz para el análisis global y para el cálculo de la resistencia se puede obtener de manera simplificada con las ecuaciones (9.2) a (9.4):

a) para flexión y esfuerzo rasante:

- para vanos simples y vanos exteriores de losas continuas

$$b_{em} = b_m + 2L_p \left(1 - \frac{L_p}{L} \right) \leq \text{ancho de la losa} \quad (9.2)$$

- para vanos interiores de losas continuas

$$b_{em} = b_m + 1,33L_p \left(1 - \frac{L_p}{L} \right) \leq \text{ancho de la losa} \quad (9.3)$$

b) para esfuerzo cortante:

$$b_{ev} = b_m + L_p \left(1 - \frac{L_p}{L} \right) \leq \text{ancho de la losa} \quad (9.4)$$

donde

L_p es la distancia desde el centro de la carga al apoyo más cercano;

L es la longitud del vano.

(5) Se puede usar una armadura transversal nominal, sin necesidad de cálculos adicionales, si los valores característicos de las sobrecargas no superan los siguientes valores:

- carga puntual: 7,5 kN;
- carga repartida: 5,0 kN/m².

Esta armadura transversal nominal debería tener una sección no menor del 0,2% del área de hormigón estructural sobre los nervios, y debería extenderse sobre una anchura no menor que b_{cm} cuando se calcule como se indica en este apartado. A partir de esta anchura deberían disponerse unas longitudes mínimas de anclaje de acuerdo con la Norma EN 1992-1-1. La armadura colocada para otros propósitos puede satisfacer parcial o totalmente estos requisitos.

(6) Cuando no se satisfaga la condición del punto (5), debería calcularse la distribución de los momentos flectores provocados por las cargas concentradas lineales o puntuales y debería disponerse una armadura transversal suficiente en base a la Norma EN 1992-1-1.

9.5 Comprobación de las chapas de acero nervadas como encofrado en los estados límite últimos

(1) La comprobación de las chapas de acero nervada en estados límite último se debería realizar de acuerdo con la Norma EN 1993-1-3. Se debería considerar el efecto de los resaltos o muescas en los valores de cálculo de las resistencias.

9.6 Comprobación de las chapas de acero nervadas como encofrado en los estados límite de servicio

(1) Las propiedades de la sección se deberían calcular de acuerdo con la Norma EN 1993-1-3.

(2) La flecha δ_s de la chapa bajo su peso propio más el peso del hormigón fresco, pero excluyendo las cargas de ejecución, no debería superar el valor de $\delta_{s,m\acute{a}x}$.

NOTA Los valores de $\delta_{s,m\acute{a}x}$ se pueden indicar en el anexo nacional. Se recomienda un valor de $L/180$ siendo L la luz libre entre apoyos (siendo los apoyos considerados como apoyos en este caso).

9.7 Comprobación de las losas mixtas en los estados límite últimos

9.7.1 Criterios de proyecto

(1)P Los valores de cálculo de los esfuerzos no deben superar los valores de cálculo de la resistencia para los estados límite últimos correspondientes.

9.7.2 Flexión

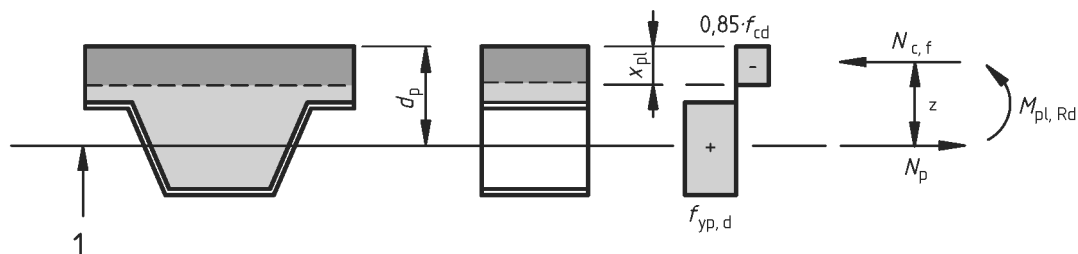
(1) En caso de conexión total, el momento flector resistente M_{Rd} de cualquier sección se debería calcular por la teoría plástica, de acuerdo con el punto (1) de apartado 6.2.1.2, pero con un límite elástico para el acero (chapa) igual a $f_{yp,d}$.

(2)P Para momentos flectores negativos, la contribución de la chapa de acero solo se debe tener en cuenta en las zonas en que la chapa sea continua, y cuando en la fase constructiva no se haya utilizado la redistribución de los momentos por plastificación de las secciones transversales sobre los apoyos.

(3) Para el cálculo del área eficaz A_{pe} de la chapa de acero, se debería despreciar la anchura de los resaltos y muescas en la chapa, a menos que se demuestre por medio de ensayos que el área eficaz es mayor.

(4) El efecto del pandeo local de las partes de la chapa sometidas a compresión debería tenerse en cuenta utilizando unas anchuras eficaces que no superen el doble de los valores indicados para almas de acero de clase 1 en la tabla 5.2 de la Norma EN 1993-1-1.

(5) El valor de cálculo del momento resistente positivo de una losa mixta con la fibra neutra situada por encima de la chapa se debería calcular a partir de la distribución de tensiones dada en la figura 9.5.

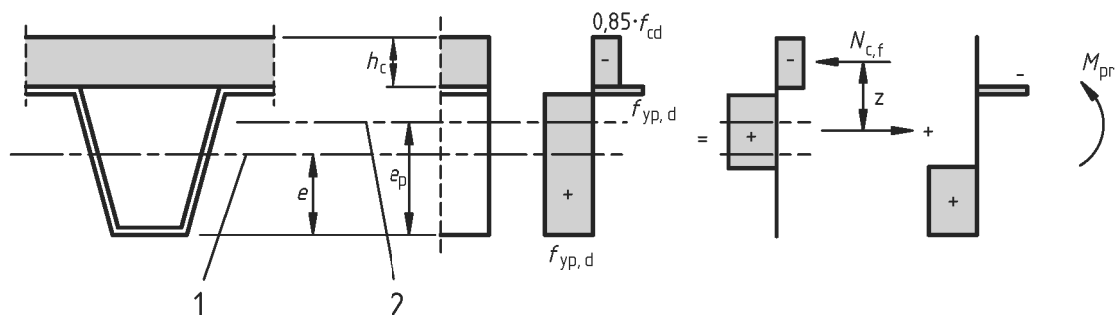


Leyenda

1 Eje de centros de gravedad de la chapa nervada de acero

Figura 9.5 – Distribución de tensiones para momentos positivos si la fibra neutra está por encima de la chapa de acero

(6) El valor de cálculo del momento resistente positivo de una losa mixta con la fibra neutra dentro de la chapa se debería calcular a partir de la distribución de tensiones dada en la figura 9.6.



Leyenda

1 Eje de centros de gravedad de la chapa nervada de acero

2 Fibra neutra plástica de la chapa nervada de acero

Figura 9.6 – Distribución de tensiones para momentos positivos si la fibra neutra está en la chapa de concreto

Como simplificación, se pueden calcular z y M_{pr} , respectivamente, con las siguientes ecuaciones:

$$z = h - 0,5 h_c - e_p + (e_p - e) \frac{N_{cf}}{A_{pe} f_{yp,d}} \quad (9.5)$$

$$M_{pr} = 1,25 M_{pa} \left(1 - \frac{N_{cf}}{A_{pe} f_{yp,d}} \right) \leq M_{pa} \quad (9.6)$$

(7) Si no se tiene en cuenta la contribución de la chapa de acero nervada, el valor de cálculo del momento resistente negativo de una losa mixta se debería calcular a partir de la distribución de tensiones de la figura 9.7.

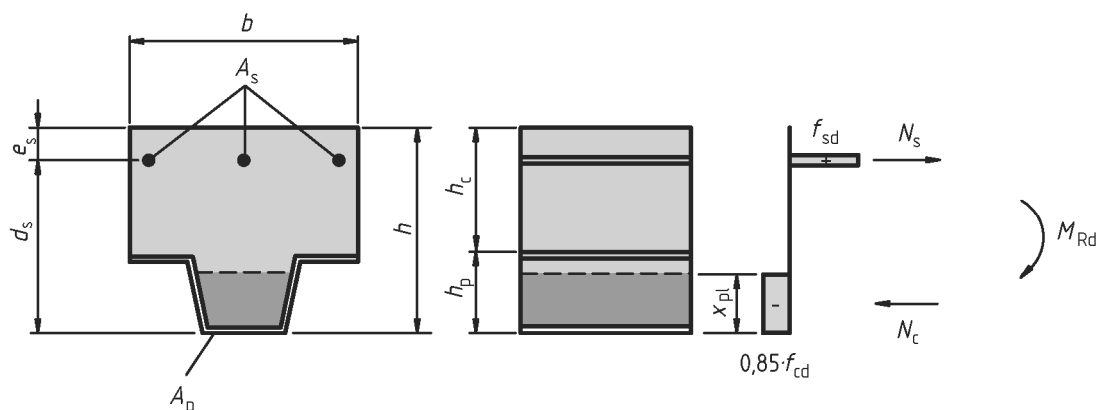


Figura 9.7 – Distribución de tensiones para momentos negativos

9.7.3 Esfuerzo rasante en losas sin anclaje extremo

(1)P Las disposiciones de este apartado 9.7.3 se aplican a losas mixtas con engarce mecánico o por rozamiento (tipos (a) y (b), según se define en el apartado 9.1.2.1).

(2) El valor de cálculo de la resistencia a esfuerzo rasante se debería determinar mediante el método *m-k*, véanse los puntos (4) y (5) siguientes, o por el método de la conexión parcial indicado en los puntos (7) a (10). El método de la conexión parcial sólo se debería utilizar en losas mixtas con un comportamiento dúctil a esfuerzo rasante.

(3) El comportamiento a esfuerzo rasante se puede considerar dúctil si la carga de rotura supera la carga que provoca un deslizamiento en el extremo de 0,1 mm en más de un 10%. Si la carga máxima se alcanza para una flecha en el centro de vano superior a $L/50$, la carga de rotura se debería tomar como la carga para la que la flecha central es $L/50$.

(4) Si se utiliza el método *m-k*, se debería comprobar que el máximo valor de cálculo del esfuerzo cortante V_{Ed} actuante sobre una losa de anchura b no supera el valor de cálculo $V_{l,Rd}$ de la resistencia a cortante, obtenido mediante la siguiente ecuación:

$$V_{l,Rd} = \frac{b d_p}{\gamma_{VS}} \left(\frac{m A_p}{b L_s} + k \right) \quad (9.7)$$

donde

b, d_p están en mm;

A_p es el área de la sección nominal de la chapa, en mm²;

m, k son valores de cálculo para los coeficientes empíricos obtenidos en los ensayos de la losa hechos de acuerdo con los requisitos básicos del método *m-k*, en N/mm²;

L_s es la luz de cortante definida en el punto (5), en mm;

γ_{VS} es el coeficiente parcial de seguridad para el estado límite último.

NOTA 1 El valor de γ_{VS} se puede indicar en el anexo nacional. Se recomienda un valor para γ_{VS} de 1,25.

NOTA 2 Se puede suponer que el método de ensayo indicado en el anexo B satisface los requisitos básicos del método *m-k*.

NOTA 3 En la ecuación (9.7) se usa el área nominal de la sección A_p , ya que normalmente dicho valor es el que se emplea en los ensayos para determinar m y k .

(5) Para el cálculo, L_s se debería tomar como:

- $L/4$ para una carga uniforme aplicada a la longitud total del vano;
- la distancia entre la carga aplicada y el apoyo más cercano para dos cargas iguales y colocadas simétricamente;

para otras disposiciones de carga, incluyendo una combinación de cargas repartidas y cargas puntuales asimétricas, se debería hacer una evaluación basada en los resultados de ensayos o mediante el cálculo aproximado siguiente. La luz de cortante se debería tomar como el máximo momento dividido entre el mayor cortante en los apoyos del vano considerado.

(6) Cuando la losa se dimensiona como continua, se puede usar un vano isostático equivalente para el cálculo de la resistencia. La luz del vano se debería tomar como:

- $0,8L$ para vanos interiores;
- $0,9L$ para vanos extremos.

(7) Si se utiliza el método de la conexión parcial se debería comprobar que en cualquier sección transversal el valor de cálculo del momento flector M_{Ed} no supera el valor de cálculo del momento plástico resistente de la sección, M_{Rd} .

(8) El valor de cálculo del momento plástico resistente de la sección, M_{Rd} , se debería determinar según el punto (6) del apartado 9.7.2, pero sustituyendo el valor de N_{cf} por:

$$N_c = \tau_{u,Rd} b L_x \leq N_{cf} \quad (9.8)$$

y:

$$z = h - 0,5 x_{pl} - e_p + (e_p - e) \frac{N_c}{A_{pe} f_{yp,d}} \quad (9.9)$$

donde

$\tau_{u,Rd}$ es el valor de cálculo de la resistencia a esfuerzo rasante ($\tau_{u,Rk}/\gamma_s$) obtenido de ensayos de la losa que satisfacen los requisitos básicos del método de interacción parcial;

L_x es la distancia de la sección considerada al apoyo más cercano.

NOTA 1 El valor de γ_s se puede indicar en el anexo nacional. Se recomienda un valor para γ_s de 1,25.

NOTA 2 Se puede considerar que el método de ensayo indicado en el anexo B satisface los requisitos básicos necesarios para el cálculo de $\tau_{u,Rd}$.

(9) En la ecuación (9.8) N_c se puede aumentar en μR_{Ed} siempre que se asegure que $\tau_{u,Rd}$ se calcula teniendo en cuenta la resistencia a esfuerzo rasante adicional provocada por la reacción del apoyo, donde:

R_{Ed} es la reacción del apoyo;

μ es un coeficiente nominal.

NOTA El valor de μ se puede indicar en el anexo nacional. Se recomienda un valor para μ de 0,5.

(10) En el método de la conexión parcial se puede tener en cuenta la existencia de armadura inferior adicional.

9.7.4 Esfuerzo rasante en losas con anclaje extremo

(1) A no ser que la contribución a la resistencia del esfuerzo rasante por otros dispositivos se compruebe mediante ensayos, el anclaje extremo de tipo (c), como se define en el apartado 9.1.2.1, se debería dimensionar para el esfuerzo de tracción de la chapa en estado límite último.

(2) El valor de cálculo de la resistencia a rasante de losas con anclaje extremo de los tipos (c) y (d), como se define en el apartado 9.1.2.1, se puede calcular por el método de la conexión parcial indicado en el punto (7) del apartado 9.7.3, con N_c aumentado por el valor de cálculo de la resistencia del anclaje extremo.

(3) El valor de cálculo de la capacidad resistente de un perno con cabeza, $P_{pb,Rd}$, soldado a través de la chapa de acero y usado como anclaje extremo, se debería tomar como el menor de los valores entre el valor de cálculo de la resistencia a rasante del perno de acuerdo con el apartado 6.6.4.2 y la resistencia de la chapa determinada por la siguiente ecuación:

$$P_{pb,Rd} = k_{\phi} d_{do} t f_{yp,d} \quad (9.10)$$

con:

$$k_{\phi} = 1 + a / d_{do} \leq 6,0 \quad (9.11)$$

donde

d_{do} es el diámetro del anillo de soldadura, que puede tomarse como 1,1 veces el diámetro del vástago del perno;

a es la distancia del centro del perno al borde de la chapa, que no debe ser menor que $1,5 d_{do}$;

t es el espesor de la chapa.

9.7.5 Cortante

(1) El valor de cálculo de la resistencia a cortante, $V_{v,Rd}$, de una losa mixta en una anchura igual a la distancia entre centros de nervios, se debería calcular de acuerdo con el apartado 6.2.2 de la Norma EN 1992-1-1.

9.7.6 Punzonamiento

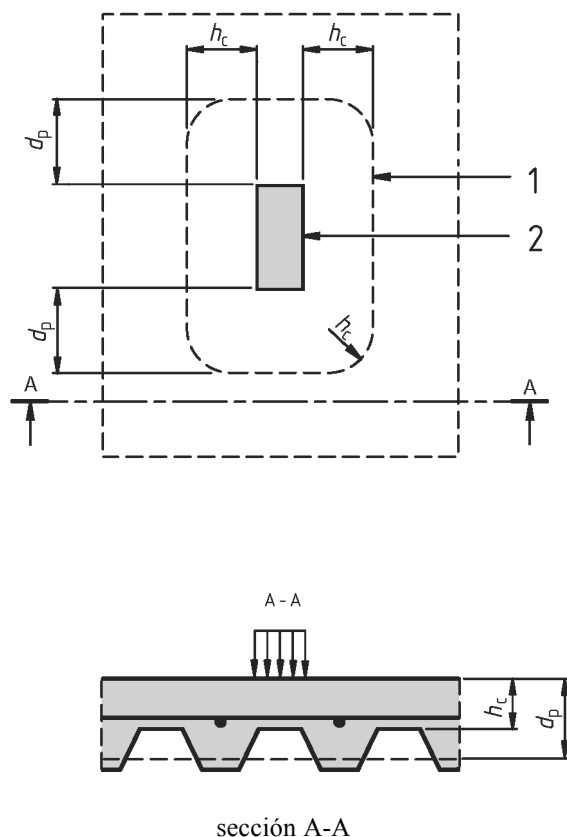
(1) El valor de cálculo de la resistencia a punzonamiento, $V_{p,Rd}$, de una losa mixta frente a una carga concentrada se debería calcular de acuerdo con el apartado 6.4.4 de la Norma EN 1992-1-1, donde el perímetro crítico se debería calcular según se muestra en la figura 9.8.

9.8 Comprobación de las losas mixtas en los estados límite de servicio

9.8.1 Control de la fisuración del hormigón

(1) La abertura de fisura en regiones de momento flector negativo de losas continuas se debería comprobar de acuerdo con el apartado 7.3 de la Norma EN 1992-1-1.

(2) Cuando las losas continuas se dimensionan como simplemente apoyadas de acuerdo con el punto (5) del apartado 9.4.2, el área de la sección de la armadura de control de fisuración no debería ser menor que 0,2% del área de la sección de hormigón por encima de los nervios para construcciones no apoyadas, ni del 0,4% del área de la sección de hormigón por encima de los nervios para construcciones apoyadas.



Leyenda

- 1 Perímetro crítico c_p
- 2 Superficie cargada

Figura 9.8 – Perímetro crítico para punzonamiento

9.8.2 Flechas

- (1) Se aplica el apartado 3.4.3 de la Norma EN 1990.
- (2) Las flechas debidas a las cargas aplicadas solo en la chapa de acero se deberían calcular de acuerdo con el capítulo 7 de la Norma EN 1993-1-3.
- (3) Las flechas debidas a cargas aplicadas en el elemento mixto se deberían calcular mediante un análisis elástico de acuerdo con el capítulo 5, despreciando los efectos de la retracción.
- (4) Los cálculos de las flechas pueden omitirse si se cumple, simultáneamente, que:
 - la relación entre luz y canto no supera los límites indicados en el apartado 7.4 de la Norma EN 1992-1-1, para hormigones ligeramente solicitados, y
 - se satisface la condición del punto (6), para poder despreciar los efectos del deslizamiento extremo.

(5) Para un vano interno de una losa continua donde la conexión sea como se define en los puntos (a), (b) o (c) del apartado 9.1.2.1, la flecha se puede calcular usando las siguientes aproximaciones:

- el momento de inercia puede tomarse como la media de los valores correspondientes a la sección fisurada y no fisurada;
- se puede usar un valor medio del coeficiente de equivalencia para efectos diferidos e instantáneos en el hormigón.

(6) Para vanos exteriores, no es necesario tener en cuenta el deslizamiento en el extremo si la carga de deslizamiento inicial en los ensayos (definida como carga que provoca un deslizamiento en el extremo de 0,5 mm) supera en 1,2 veces el valor de cálculo de la carga en servicio.

(7) Se deberían disponer anclajes en los extremos si el deslizamiento extremo supera 0,5 mm para una carga menor que 1,2 veces el valor de cálculo de la carga en servicio. Como alternativa, se deberían calcular las flechas considerando el efecto del deslizamiento en el extremo.

(8) Si no se conoce experimentalmente la influencia de la conexión entre la chapa y el hormigón para un forjado mixto con anclaje en el extremo, el cálculo se debería simplificar como si se tratase de un arco con una barra a tracción. A partir de este esquema, el alargamiento y acortamiento permiten obtener la flecha que debería considerarse.

ANEXO A (Informativo)**RIGIDEZ DE LOS COMPONENTES DE UNA UNIÓN EN EDIFICACIÓN****A.1 Objeto y campo de aplicación**

(1) La rigidez de los siguientes componentes básicos de una unión se puede determinar de acuerdo con el apartado A.2.1:

- armadura longitudinal de acero traccionada;
- chapa de contacto de acero sometida a compresión.

(2) Los coeficientes de rigidez k_i se definen en la ecuación (6.27) de la Norma EN 1993-1-8. La rigidez de los componentes incluidos en dicha norma puede tomarse de los valores indicados en ella, excepto cuando se indiquen en el apartado A.2.2.

(3) La rigidez de las almas envueltas por hormigón de los pilares de acero se puede obtener de acuerdo con el apartado A.2.3.

(4) La influencia del deslizamiento de la conexión en la rigidez de la unión se puede obtener de acuerdo con el capítulo A.3.

A.2 Coeficientes de rigidez**A.2.1 Componentes básicos de la unión****A.2.1.1 Armadura longitudinal de acero traccionada**

(1) El coeficiente de rigidez $k_{s,r}$ para una fila r se puede obtener en la tabla A.1.

A.2.1.2 Chapa de contacto de acero sometida a compresión

(1) El coeficiente de rigidez se puede tomar igual a infinito.

Tabla A.1 – Coeficiente de rigidez $k_{s,r}$

Configuración	Carga	Coeficiente de rigidez
A una sola cara	–	$k_{s,r} = \frac{A_{s,r}}{3,6 h}$
A dos caras	$M_{Ed,1} = M_{Ed,2}$	$k_{s,r} = \frac{A_{s,r}}{(h / 2)}$
	$M_{Ed,1} > M_{Ed,2}$	Para la unión con $M_{Ed,1}$: $k_{s,r} = \frac{A_{s,r}}{h \left(\frac{1+\beta}{2} + K_{\beta} \right)}$ con: $K_{\beta} = \beta \left(4,3 \beta^2 - 8,9 \beta + 7,2 \right)$
		Para la unión con $M_{Ed,2}$: $k_{s,r} = \frac{A_{s,r}}{h \left(\frac{1-\beta}{2} \right)}$
$A_{s,r}$	es el área de la armadura longitudinal en la fila r dentro de la anchura eficaz del ala de hormigón, determinada para la sección de la conexión de acuerdo con el apartado 5.4.1.2;	
$M_{Ed,i}$	es el valor de cálculo del momento flector aplicado a la conexión i a través de una de las vigas conectadas, véase la figura A.1;	
h	es el canto de la sección de acero del pilar, véase la figura 6.17;	
β	es el parámetro de conversión indicado en el apartado 5.3 de la Norma EN 1993-1-8.	
NOTA	El coeficiente de rigidez para $M_{Ed,1} = M_{Ed,2}$ es aplicable a una configuración de unión a doble cara viga a viga bajo las mismas condiciones de carga, siempre que se garantice que la anchura del ala de la viga de apoyo principal sustituya el canto h de la sección del pilar.	

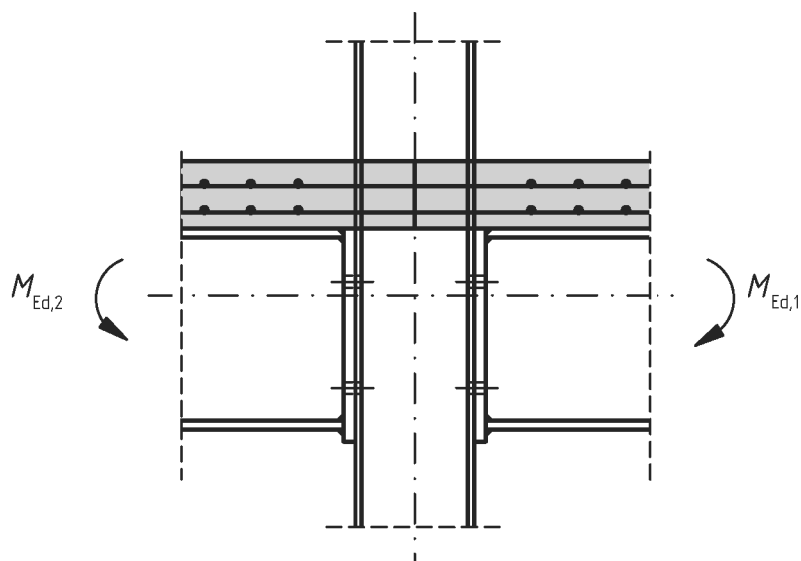


Figura A.1 – Uniones sometidas a momentos flectores

A.2.2 Otros componentes de las uniones mixtas

A.2.2.1 Alma de pilar sometida a cortante

(1) En un panel sin rigidizar en una unión con chapa de contacto de acero, el coeficiente de rigidez k_1 se puede tomar como 0,87 veces el valor indicado en la tabla 6.11 de la Norma EN 1993-1-8.

A.2.2.2 Alma de pilar sometida a compresión transversal

(1) En una unión entre un alma sin rigidizar y una chapa de contacto, el coeficiente de rigidez k_2 se puede determinar mediante:

$$k_2 = \frac{0,2 b_{\text{eff,c,wc}} t_{\text{wc}}}{d_c} \quad (\text{A.1})$$

donde

$b_{\text{eff,c,wc}}$ es la anchura eficaz del alma de un pilar en compresión, véase el apartado 8.4.3.1.

Se definen otros términos en el capítulo 6 de la Norma EN 1993-1-8.

A.2.3 Componentes armados

A.2.3.1 Alma de pilar sometida a cortante

(1) Cuando el alma del pilar de acero está envuelta por hormigón, véase la figura 6.17(b), la rigidez del panel se puede incrementar para tener en cuenta el hormigón envolvente. El valor $k_{1,c}$ a añadir al coeficiente de rigidez k_1 se puede determinar mediante:

$$k_{1,c} = 0,06 \frac{E_{\text{cm}}}{E_a} \frac{b_c h_c}{\beta z} \quad (\text{A.2})$$

donde

E_{cm} es el módulo de elasticidad secante del hormigón;

z es el brazo mecánico, véase la figura 6.15 de la Norma EN 1993-1-8.

A.2.3.2 Alma de pilar sometida a compresión transversal

(1) Cuando el alma del pilar de acero está envuelta por hormigón, véase la figura 6.17(b), la rigidez del alma del pilar sometida a compresión se puede aumentar para tener en cuenta el hormigón envolvente.

(2) En una unión con chapa de contacto, el valor $k_{2,c}$ a añadir al coeficiente de rigidez k_2 se puede determinar mediante:

$$k_{2,c} = 0,13 \frac{E_{\text{cm}}}{E_a} \frac{t_{\text{eff,c}} b_c}{h_c} \quad (\text{A.3})$$

donde

$t_{\text{eff,c}}$ es la longitud eficaz de hormigón, véase el punto (2) del apartado 8.4.4.2.

(3) En una conexión con placa final, el valor $k_{2,c}$ a añadir se puede determinar mediante:

$$k_{2,c} = 0,5 \frac{E_{\text{cm}}}{E_a} \frac{t_{\text{eff,c}} b_c}{h_c} \quad (\text{A.4})$$

A.3 Deformación de la conexión

(1) A menos que se tenga en cuenta la deformación de la conexión por medio de algún método más preciso, la influencia del deslizamiento en la rigidez de la unión se puede determinar con los puntos (2) a (5) siguientes.

(2) El coeficiente de rigidez, $k_{s,r}$, véase el apartado A.2.1.1, se puede multiplicar por el coeficiente de reducción, k_{slip} :

$$k_{slip} = \frac{1}{1 + \frac{E_s k_{s,r}}{K_{sc}}} \quad (A.5)$$

con:

$$K_{sc} = \frac{N k_{sc}}{\nu - \left(\frac{\nu-1}{1+\xi} \right) \frac{h_s}{d_s}} \quad (A.6)$$

$$\nu = \sqrt{\frac{(1+\xi) N k_{sc} \ell d_s^2}{E_a I_a}} \quad (A.7)$$

$$\xi = \frac{E_a I_a}{d_s^2 E_s A_s} \quad (A.8)$$

donde

h_s es la distancia entre las barras de armadura longitudinal en tracción y el centro de gravedad de las compresiones; véase la figura 6.15 de la Norma EN 1993-1-8 para el centro de gravedad de las compresiones;

d_s es la distancia entre las barras de armadura longitudinal en tracción y el centro de gravedad de la viga de acero;

I_a es el momento de inercia de la sección de acero estructural;

ℓ es la longitud de la viga a momento sometida a momento flector negativo junto a la unión, que en un pórtico arriostrado puede tomarse como el 15% de la longitud del vano;

N es el número de conectadores distribuidos en la longitud ℓ ;

k_{sc} es la rigidez de un conectador.

(3) La rigidez del conectador, k_{sc} , se puede tomar como $0,7 P_{Rk} / s$, donde:

P_{Rk} es el valor característico de la resistencia a cortante de un conectador;

s es el deslizamiento, calculado a partir de ensayos de cizallamiento de acuerdo con el anexo B, para una carga de $0,7 P_{Rk}$.

(4) Como alternativa, para una losa maciza o para una losa mixta en las que el coeficiente de reducción k_t es la unidad, véase el apartado 6.6.4.2, se pueden suponer los siguientes valores para k_{sc} :

- para pernos con cabeza de 19 mm de diámetro: 100 kN/mm
- para angulares conformados de 80 mm a 100 mm de canto: 70 kN/mm

(5) En una unión mixta con sus armaduras consideradas eficaces a tracción dispuestas en más de una capa, se aplica el punto (2) anterior siempre que se garantice que las capas están representadas por una única capa de área equivalente, con las distancias equivalentes del centro de gravedad de las compresiones y del centro de gravedad de la sección de la viga de acero.

ANEXO B (Informativo)

ENSAYOS NORMALIZADOS

B.1 Generalidades

- (1) En esta norma se indican reglas para:
- a) los ensayos de conectadores, en el capítulo B.2 y
 - b) los ensayos de forjados mixtos, en el capítulo B.3.

NOTA Estos procedimientos para ensayos normalizados se incluyen en ausencia de Guías de DITE. Si se dispone de dichas Guías, se podrá retirar este anexo.

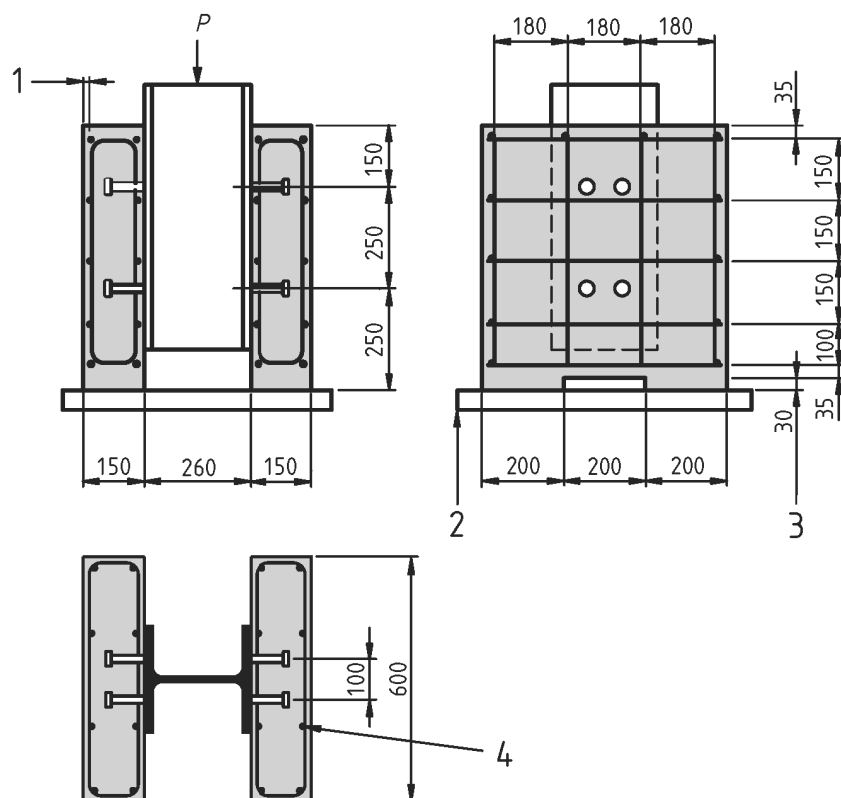
B.2 Ensayos de conectadores

B.2.1 Generalidades

- (1) Si no son aplicables las reglas de proyecto indicadas en el apartado 6.6, el dimensionamiento debería basarse en ensayos, realizados de forma que proporcionen información sobre las propiedades de la conexión exigidas para el proyecto de acuerdo con esta norma.
- (2) Las variables a investigar incluyen la geometría y las propiedades mecánicas de la losa de hormigón, de los conectadores y de la armadura.
- (3) La resistencia frente a las cargas, distintas de las de fatiga, puede determinarse mediante ensayos de cizallamiento de acuerdo con los requisitos de este anexo.
- (4) En los ensayos de fatiga la probeta se debería preparar también de acuerdo con los requisitos de este anexo.

B.2.2 Disposición de los ensayos

- (1) Si los conectadores se utilizan en vigas en T con una losa de hormigón de espesor uniforme, o con nervios que cumplan en apartado 6.6.5.4, se pueden emplear los ensayos de cizallamiento normalizados. En otros casos, se deberían usar ensayos de cizallamiento específicos.
- (2) Para los ensayos de cizallamiento normalizados, las dimensiones de la probeta, la sección de acero y la armadura deberían ser las indicadas en la figura B.1. El rebaje en las losas de hormigón es opcional.
- (3) Los ensayos de cizallamiento específicos se deberían llevar a cabo de tal modo que las losas y la armadura estén adecuadamente dimensionadas en relación con las vigas para las que se ha diseñado el ensayo. En particular:
- a) la longitud l de cada losa se debería relacionar con la separación longitudinal de los conectadores en la estructura mixta;
 - b) la anchura b de cada losa no debería ser mayor que la anchura eficaz de la losa de la viga;
 - c) el espesor h de cada losa no debería ser mayor que el espesor mínimo de la losa en la viga;
 - d) cuando un nervio en la viga no cumpla el apartado 6.6.5.4, las losas de la probeta de cizallamiento deberían tener el mismo nervio y armadura que la viga.



Leyenda

- 1 Recubrimiento 15 mm
- 2 Lecho de mortero o yeso
- 3 Rebaje opcional
- 4 Armadura: barras corrugadas $\phi 10$ mm de alta adherencia con $450 \leq f_{sk} \leq 550$ N/mm²
Sección de acero: HE 260 B o UC 254 x 254 x 89

Figura B.1 – Probetas para ensayos de cizallamiento normalizados

B.2.3 Preparación de las probetas

- (1) Cada losa de hormigón debería hormigonarse en posición horizontal, como se hace para vigas mixtas en la práctica.
- (2) Se debería evitar la adherencia en la superficie de contacto entre las alas de la viga de acero y el hormigón, untando las alas de grasa o por otros medios apropiados.
- (3) Las probetas de cizallamiento se deberían curar al aire.
- (4) De cada amasada se deberían preparar un mínimo de cuatro probetas de hormigón (cilíndricas o cúbicas) para determinar su resistencia en probeta cilíndrica, a la vez que se hormigonan las probetas de cizallamiento. Estas probetas de hormigón se deberían curar junto a las probetas de cizallamiento. La resistencia del hormigón f_{cm} se debería tomar como el valor medio.
- (5) La resistencia a compresión del hormigón f_{cm} cuando se realice el ensayo debería ser del $70\% \pm 10\%$ de la resistencia especificada para el hormigón f_{ck} de las vigas para las que se ha preparado el ensayo. Este requisito puede satisfacerse utilizando un hormigón de una calidad específica, pero ensayándolo antes de que transcurran 28 días desde que se hayan hormigonado las probetas.

(6) Se debería determinar el límite elástico, la resistencia a tracción y el alargamiento de rotura de una probeta representativa del material del conector.

(7) Si se usan chapas de acero nervadas en las losas, la resistencia a tracción y el límite elástico de las chapas de acero nervadas deberían obtenerse mediante ensayos de probetas cortadas de las chapas, similares a las usadas en los ensayos de cizallamiento.

B.2.4 Procedimiento de ensayo

(1) Primero, la carga debería aplicarse en intervalos hasta alcanzar el 40% de la carga de rotura esperada, y después deben aplicarse 25 ciclos con una carga que varíe entre el 5% y el 40% de la carga de rotura esperada.

(2) Los incrementos de carga siguientes deberían aplicarse de tal manera que la rotura no se produzca antes de 15 min.

(3) El deslizamiento longitudinal entre la losa de hormigón y la sección de acero debería medirse de un modo continuo durante el proceso de carga o para cada incremento de carga. El deslizamiento debería medirse al menos hasta que la carga haya descendido un 20% desde su valor máximo.

(4) Lo más cerca posible de cada grupo de conectores debería medirse la separación transversal entre la sección de acero y cada losa.

B.2.5 Evaluación del ensayo

(1) Si se llevan a cabo tres ensayos en probetas nominalmente idénticas y la desviación del resultado de cualquier ensayo individual respecto del valor medio obtenido de los otros ensayos no supera el 10%, el valor de cálculo de la resistencia puede determinarse como se muestra a continuación:

- el valor característico de la resistencia P_{Rk} se debería tomar como la carga de rotura mínima (dividida por el número de conectores), reducida en un 10%;
- el valor de cálculo de la resistencia P_{Rd} debería calcularse con la ecuación:

$$P_{Rd} = \frac{f_u}{f_{ut}} \frac{P_{Rk}}{\gamma_V} \leq \frac{P_{Rk}}{\gamma_V} \quad (B.1)$$

donde

f_u es el valor mínimo de la resistencia última especificada del material de los conectores;

f_{ut} es el valor mínimo de la resistencia última real del material de los conectores en la probeta; y

γ_V es el coeficiente parcial de seguridad para la conexión.

NOTA El valor de γ_V puede darse en el anexo nacional. El valor recomendado de γ_V es 1,25.

(2) Si la desviación con respecto al valor medio supera el 10% deberían realizarse, al menos, tres ensayos más del mismo tipo. En tal caso, la evaluación del ensayo se debería llevar a cabo de acuerdo con el anexo D de la Norma EN 1990.

(3) Cuando el conector está formado por dos elementos separados, uno para resistir el rasante y otro para resistir las fuerzas que tienden a separar la losa de la viga de acero, los tirantes que resisten la separación deben ser lo suficientemente rígidos y resistentes para que la separación en los ensayos de cizallamiento, medida cuando los conectores estén bajo el 80% de su carga última, sea menor que la mitad del movimiento longitudinal relativo de la losa respecto a la viga.

(4) La capacidad de deslizamiento de una probeta debería tomarse como el máximo deslizamiento medido en el nivel de carga característica, como se muestra en la figura B.2. El valor característico de la capacidad de deslizamiento δ_{uk} debería tomarse como el mínimo valor de δ_u , reducido en un 10%, o determinarse estadísticamente con todos los resultados de los ensayos. En el último caso, el valor característico de la capacidad de deslizamiento debería obtenerse de acuerdo con el anexo D de la Norma EN 1990.

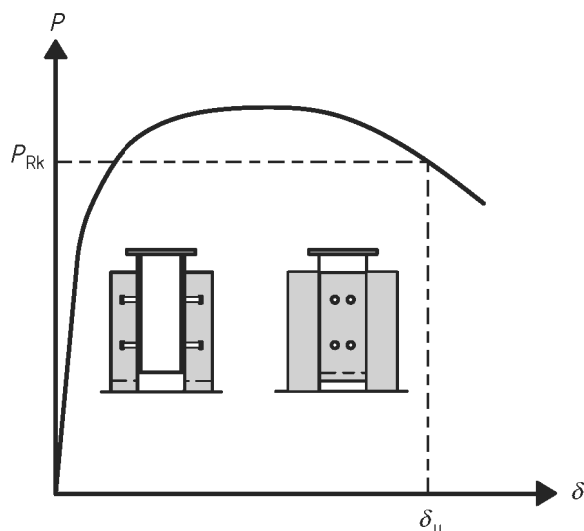


Figura B.2 – Determinación de la capacidad de deslizamiento δ_u

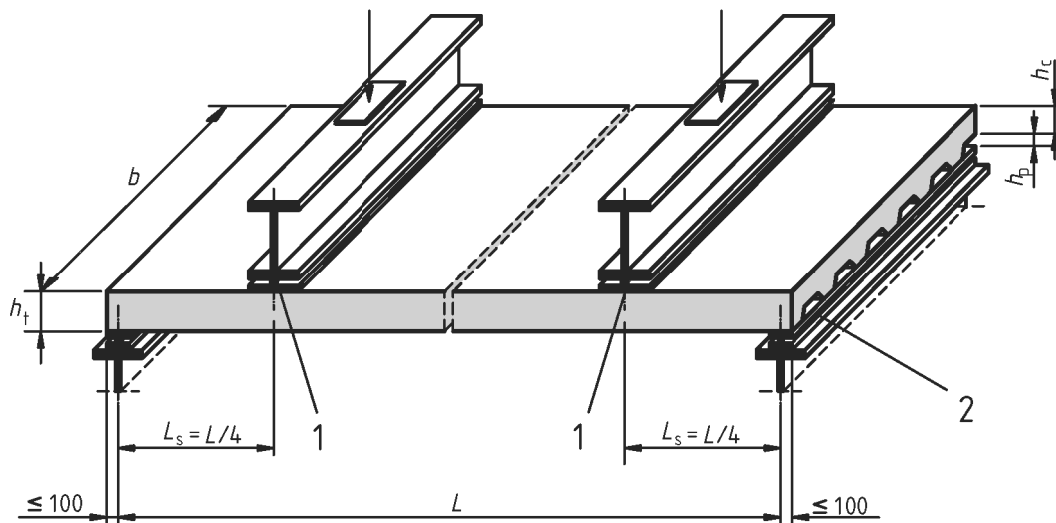
B.3 Ensayos de losas mixtas en forjados

B.3.1 Generalidades

- (1) Los ensayos de acuerdo con este apartado deberían utilizarse para la determinación de los coeficientes m y k o el valor de $\tau_{u,Rd}$ a emplear en la comprobación de la resistencia a rasante según el capítulo 9.
- (2) A partir de las curvas carga-flecha el comportamiento frente a rasante se clasifica como frágil o dúctil. El comportamiento se considera dúctil si es conforme con el punto (3) del apartado 9.7.3. En caso contrario, el comportamiento se clasifica como frágil.
- (3) Entre las variables a estudiar incluyen el espesor y la clase de la chapa de acero, el tipo de acero, la protección de la chapa de acero, la densidad y la clase del hormigón, el espesor de la losa y la longitud de la luz de cortante L_s .
- (4) Para reducir el número de ensayos necesarios para un estudio completo, los resultados obtenidos para una serie de ensayos pueden usarse también para otros valores de variables, como:
 - para espesores de la chapa de acero t mayores que el ensayado;
 - para un hormigón con una resistencia característica especificada f_{ck} no menor que $0,8 f_{cm}$, siendo f_{cm} el valor medio de la resistencia del hormigón de los ensayos;
 - para chapas de acero con un límite elástico f_{yp} no menor que $0,8 f_{ypm}$, siendo f_{ypm} el valor medio del límite elástico de la chapa ensayada.

B.3.2 Disposición de los ensayos

- (1) Los ensayos deberían llevarse a cabo en losas simplemente apoyadas.
- (2) La configuración del ensayo debería ser como la indicada en la figura B.3, o equivalente.
- (3) Deberían aplicarse a la probeta dos cargas concentradas lineales iguales, situadas simétricamente en el vano a $L/4$ y $3L/4$.



Leyenda

- 1 Apoyo de neopreno o equivalente $\leq 100 \text{ mm} \times b$
- 2 Placa de apoyo $\leq 100 \text{ mm} \times b \times 10 \text{ mm}$ (mín) (usual para todas las placas de apoyo)

Figura B.3 – Configuración del ensayo

- (4) La distancia entre el eje de los apoyos y el extremo de la losa no debería superar 100 mm.
- (5) La anchura de las chapas de apoyo y la línea de carga no debería superar 100 mm.
- (6) Si los ensayos se utilizan para determinar los coeficientes m y k deberían realizarse, para cada variable que se investigue, dos grupos de tres ensayos (indicados en la figura B.4 como regiones A y B) o tres grupos de dos ensayos. Para probetas en la región A, la luz de cortante debería ser tan grande como sea posible, con tal de que continúe produciéndose la rotura por rasante; y para probetas en la región B, la luz de cortante debería ser tan pequeña como sea posible, con tal de que continúe produciéndose la rotura por rasante, pero de longitud no menor que $3 h_t$.
- (7) Si los ensayos se utilizan para determinar el valor de $\tau_{u,Rd}$ para cada tipo de chapa de acero o recubrimiento protector, deberían realizarse no menos de cuatro ensayos en probetas del mismo espesor h_t sin armadura adicional ni anclaje extremo. En un grupo de tres ensayos la luz de cortante debería ser tan grande como sea posible mientras continúe produciéndose la rotura por rasante y en el ensayo restante la luz de cortante debería ser tan pequeña como sea posible mientras continúe produciéndose la rotura por rasante, pero de longitud no menor que $3 h_t$. El único ensayo con luz de cortante corta se usa sólo para clasificar el comportamiento de acuerdo con el punto (2) del apartado B.3.1.

B.3.3 Preparación de las probetas

- (1) La superficie de la chapa debe estar según sale de un tren de laminación, sin intentar mejorar su adherencia desengrasando la superficie.

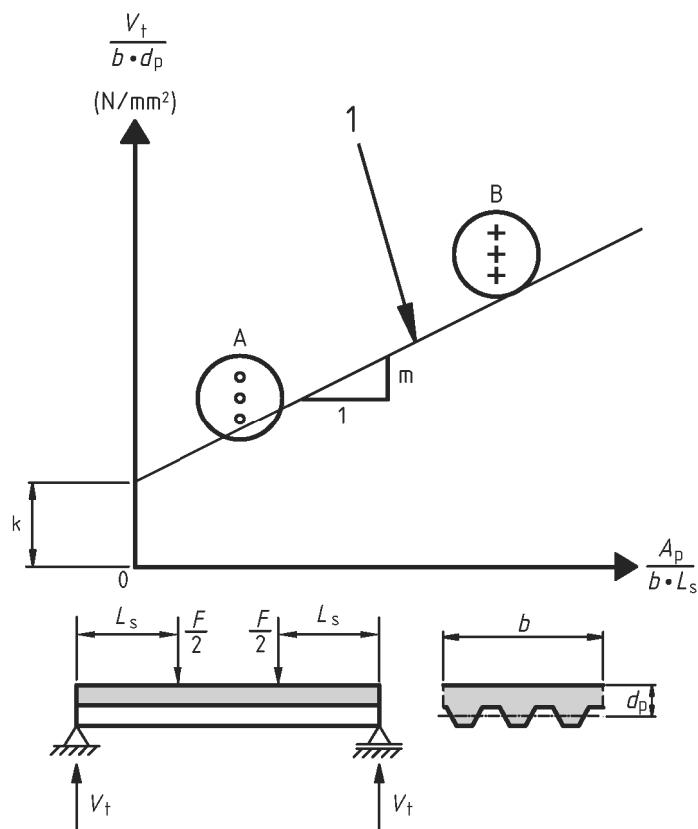
- (2) La forma y los resaltos de la chapa nervada deberían representar exactamente las chapas que se van a usar en la práctica. Los valores de la separación y la profundidad de los resaltos no deben desviarse en más del 5% y 10%, respectivamente, de los valores nominales.
- (3) En la zona traccionada de las losas deberían colocarse inductores de fisuras en toda la anchura de la losa de ensayo bajo las cargas aplicadas. Los inductores de fisuras deberían extenderse al menos hasta el canto de la losa nervada. Los inductores de fisuras se colocan para definir mejor la longitud de la luz de cortante, L_s y para eliminar la resistencia a tracción del hormigón.
- (4) Se permite coartar el movimiento de las almas exteriores de la chapa para que se comporten como lo harían en losas más anchas.
- (5) La anchura b de las losas de ensayo no debería ser menor que tres veces el canto total, 600 mm y la anchura de la chapa nervada.
- (6) Las probetas deberían hormigonarse completamente apoyadas. Ésta es la situación más desfavorable para la rotura por falta de adherencia a rasante.
- (7) Puede usarse un mallazo en la losa, por ejemplo para reforzar la losa durante el transporte, contra la retracción, etc. Si se pone, debe colocarse de tal manera que este comprimido bajo la acción de un momento flector positivo.
- (8) El hormigón para todas las probetas de una serie en la que se estudia una variable, debería ser de la misma amasada y debería curarse bajo las mismas condiciones.
- (9) Para cada grupo de losas que se ensayen dentro de las 48 h, deberían prepararse un mínimo de cuatro probetas de hormigón a la vez que se hormigonan las losas del ensayo, para determinar la resistencia en probeta cilíndrica o cúbica. La resistencia del hormigón f_{cm} de cada grupo debería tomarse como el valor medio, cuando la variación de la resistencia de cada probeta con respecto al valor medio no supere el 10%. Cuando la desviación de la resistencia a compresión con respecto al valor medio supere el 10%, la resistencia del hormigón debería tomarse como el valor máximo observado.
- (10) La resistencia a tracción y el límite elástico de la chapa de acero nervada debería obtenerse mediante ensayos sobre probetas cortadas de cada una de las chapas usadas para fabricar las losas de ensayo.

B.3.4 Procedimiento de carga en el ensayo

- (1) El procedimiento de carga en el ensayo pretende representar la carga aplicada durante un periodo de tiempo. Se hace en dos fases que constan de un ensayo inicial, en el que se aplica a la losa una carga cíclica; seguido de otro ensayo, en el que se va aumentando la carga de la losa hasta la rotura.
- (2) Si se hacen dos grupos de tres ensayos, uno de los tres ensayos de cada grupo puede estar sujeto solo al ensayo estático, sin la carga cíclica, para poder determinar el nivel de carga cíclica de los otros dos.
- (3) Ensayo inicial: se debería aplicar a la losa una carga cíclica que varíe entre un valor mínimo no mayor que $0,2 W_t$ y un valor máximo no menor que $0,6 W_t$, siendo W_t la carga de rotura medida en el ensayo estático preliminar de acuerdo con el punto (2).
- (4) La carga debería aplicarse durante 5 000 ciclos en un tiempo no menor que 3 h.
- (5) Ensayo posterior: al finalizar el ensayo inicial, la losa debería someterse a un ensayo estático en el que la sobrecarga aumenta progresivamente, de tal modo que la rotura no se produzca antes de 1 h. La carga de rotura W_t es la máxima carga aplicada a la losa en el momento de rotura, más el peso propio de la losa mixta y de las vigas de reparto.
- (6) En el ensayo posterior puede aplicarse la carga bien controlando la fuerza o bien la deformación.

B.3.5 Determinación de los valores de cálculo de m y k

- (1) Si el comportamiento es dúctil, véase el punto (3) del apartado 9.7.3, el esfuerzo rasante experimental representativo V_t debería tomarse como 0,5 veces el valor de la carga de rotura W_t como se define en el apartado B.3.4. Si el comportamiento es frágil, este valor se debe reducir usando un coeficiente de 0,8.
- (2) A partir de todos los valores de los ensayos de V_t , el valor característico de la resistencia a esfuerzo rasante debería calcularse como el percentil del 5% empleando un modelo estadístico adecuado y representándola como la recta de regresión lineal característica, como se muestra en la figura B.4.



NOTA b , d_p y L_s están en mm, A_p está en mm², V_t está en N.

Leyenda

- 1 Relación de cálculo para la resistencia a rasante

Figura B.4 – Evaluación de los resultados de los ensayos

- (3) Si se hacen dos grupos de tres ensayos y la desviación de cualquier ensayo individual respecto a la media del grupo no supera el 10%, la relación de cálculo puede obtenerse de acuerdo con el anexo D de la Norma EN 1990 o como sigue:

Para cada grupo se considera que el valor característico se obtiene tomando el menor valor del grupo reducido en un 10%. La relación de cálculo se ajusta con una línea recta a partir de estos valores característicos para los grupos A y B.

B.3.6 Determinación de los valores de cálculo de $\tau_{u,Rd}$

- (1) Debería determinarse el diagrama de interacción parcial como se muestra en la figura B.5, utilizando las dimensiones medidas y las resistencias del hormigón y de la chapa de acero. Para la resistencia del hormigón puede usarse el valor medio de f_{cm} de un grupo, como se especifica en el punto (9) del apartado B.3.3.

(2) A partir de las máximas cargas aplicadas, debería determinarse el momento flector M en la sección transversal situada bajo la carga puntual, debido a la carga aplicada y al peso propio de la losa y de las vigas de reparto. La trayectoria A --> B --> C de la figura B.5 proporciona entonces un valor de η para cada ensayo, y el valor de τ_u se obtiene de la siguiente ecuación:

$$\tau_u = \frac{\eta N_{c,f}}{b(L_s + L_o)} \quad (\text{B.2})$$

donde

L_o es la longitud del voladizo.

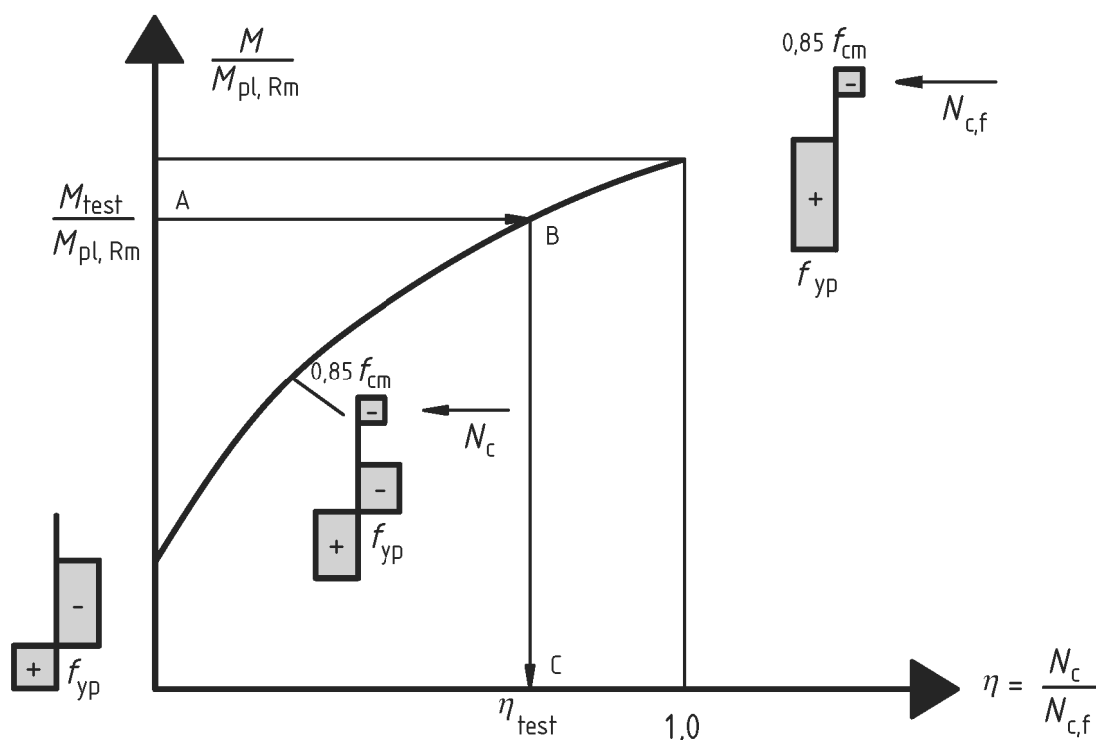


Figura B.5 – Determinación del grado de la conexión a partir de M_{test}

(3) Si en el dimensionamiento se tiene en cuenta la resistencia adicional a rasante provocada por la reacción en el apoyo de acuerdo con el punto (9) del apartado 9.7.3, τ_u debería determinarse a partir de:

$$\tau_u = \frac{\eta N_{c,f} - \mu V_t}{b(L_s + L_o)} \quad (\text{B.3})$$

donde

μ es el valor del coeficiente de rozamiento, por defecto igual a 0,5;

V_t es la reacción del apoyo bajo la carga de rotura del ensayo.

(4) El valor característico de la resistencia a esfuerzo rasante, $\tau_{u,Rk}$, debería calcularse como el percentil 5% a partir de los valores de los ensayos, utilizando un modelo estadístico adecuado de acuerdo con el anexo D de la Norma EN 1990.

(5) El valor de cálculo de la resistencia a esfuerzo rasante $\tau_{u,Rd}$ es el valor característico de la resistencia a esfuerzo rasante $\tau_{u,Rk}$ dividido entre el coeficiente parcial de seguridad γ_{s1} .

NOTA El valor de γ_{s1} puede indicarse en el anexo nacional. El valor recomendado para γ_{s1} es 1,25.

ANEXO C (Informativo)**RETRACCIÓN DEL HORMIGÓN EN ESTRUCTURAS MIXTAS DE EDIFICACIÓN**

(1) A menos que los controles precisos del perfil durante la construcción sean esenciales, o se espere que la retracción tenga valores excepcionales, el valor nominal de la retracción libre final se puede tomar igual los valores siguientes para los cálculos del efecto de la retracción:

- en ambientes secos (a la intemperie o en el interior de edificios, pero sin incluir los elementos rellenos de hormigón):

325×10^{-6} para hormigón normal;

500×10^{-6} para hormigón ligero;

- en otros ambientes y en elementos rellenos:

200×10^{-6} para hormigón normal;

300×10^{-6} para hormigón ligero.

BIBLIOGRAFÍA

EN 1991-1-5 Actions on structures: Thermal actions-to be published.

EN 1991-1-6 Actions on structures. Actions during execution-to be published.

EN 13670 Requirements for the execution of concrete structures-to be published.

EN ISO 13918:1998 Welding-Studs and ceramic ferrules for arc stud welding (ISO 13918:1998)

EN ISO 14555:1998 Welding-Arc stud welding of metallic material (ISO 14555:1998).

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