Anejo 32

Proyecto de estructuras mixtas hormigón-acero. Reglas para puentes

Contenido

1 GENERALIDADES 1860

1.1 ALCANCE DEL ANEJO 1860
1.2 NORMATIVA DE REFERENCIA 1860
1.3 HIPÓTESIS 1860
1.5 TÉRMINOS Y DEFINICIONES 1860
1.5.1 Generalidades 1860
1.5.2 Términos y definiciones adicionales empleados en esta norma 1860
1.5.2.1 Elemento mixto 1860
1.5.2.2 Conectadores 1861
1.5.2.3 Acción mixta 1861
1.5.2.4 Viga mixta 1861
1.5.2.5 Pilar mixto 1861
1.5.2.6 Losa mixta 1861
1.5.2.7 Pórtico mixto 1861
1.5.2.8 Unión mixta 1861
1.5.2.9 Estructura o elemento apeado 1861
1.5.2.10 Estructura o elemento no apeado 1861
1.5.2.11 Rigidez a flexión no fisurada 1861
1.5.2.12 Rigidez a flexión fisurada 1861
1.5.2.13 Pretensado 1862
1.5.2.14 Tablero con vigas de acero embebidas 1862
1.5.2.15 Placa mixta 1862
1.6 NOTACIÓN 1862

2 BASES DE CÁLCULO 1871

2.1 REQUISITOS 1871
2.2 PRINCIPIOS DEL CÁLCULO EN ESTADO LÍMITE 1871
2.3 VARIABLES BÁSICAS 1871
2.3.1 Acciones y condiciones ambientales 1871
2.3.2 Propiedades de los materiales y productos 1871
2.3.3 Clasificación de las acciones 1871
2.4 COMPROBACIÓN POR EL MÉTODO DE LOS COEFICIENTES PARCIALES 1872
2.4.1 Valores de cálculo 1872
2.4.1.1 Valores de cálculo de las acciones 1872
2.4.1.2 Valores de cálculo de las propiedades de los materiales o productos 1872
2.4.1.3 Valores de cálculo de los parámetros geométricos 1872
2.4.1.4 Resistencias de cálculo 1872
2.4.2 Combinación de acciones 1872
2.4.3 Comprobación del equilibrio estático (EQU) 1873

3 MATERIALES 1873

3.1 HORMIGÓN 1873
3.2 ACERO PARA ARMADURA PASIVA PARA PUENTES 1873
3.3 ACERO ESTRUCTURAL PARA PUENTES 1873
3.4 DISPOSITIVOS DE CONEXIÓN 1873
3.4.1 Generalidades 1873
3.4.2 Pernos conectadores 1873
3.5 ACERO Y DISPOSITIVOS DE PRETENSADO 1873
3.6 CABLES Y TIRANTES DE ACERO 1873

4 DURABILIDAD 1874

4.1 GENERALIDADES 1874
4.2 PROTECCIÓN FRENTE A LA CORROSIÓN EN EL CONTACTO HORMIGÓN-ACERO EN PUENTES 1874

5 ANÁLISIS ESTRUCTURAL 1874

5.1 MODELOS ESTRUCTURALES PARA EL ANÁLISIS 1874
5.1.1 Modelos estructurales e hipótesis básicas 1874
5.1.2 Modelos para las uniones 1874
5.1.3 Interacción suelo-estructura 1874
5.2 ESTABILIDAD ESTRUCTURAL 1875
5.2.1 Efectos de la geometría deformada de la estructura 1875
5.2.2 Métodos de análisis para puentes 1875
5.3 IMPERFECCIONES 1875
5.3.1 Bases 1875
5.3.2 Imperfecciones para puentes 1875
5.4 CÁLCULO DE LOS EFECTOS DE LAS ACCIONES 1876
5.4.1 Método de análisis global 1876
5.4.1.1 Generalidades 1876
5.4.1.2 Ancho eficaz de las alas para arrastre por cortante 1876
5.4.2 Análisis elástico lineal 1878
5.4.2.1 Generalidades 1878
5.4.2.2 Retracción y fluencia 1878
5.4.2.3 Efectos de la fisuración del hormigón 1879
5.4.2.4 Fases y proceso constructivo 1880
5.4.2.5 Efectos térmicos 1880
5.4.2.6 Pretensado por deformaciones impuestas controladas 1880
5.4.2.7 Pretensado mediante tendones 1881
5.4.2.8 Elementos a tracción en puentes mixtos 1881
5.4.2.9 Tableros de puentes con vigas de acero embebidas 1882
5.4.3 Análisis global no lineal para puentes 1883
5.4.4 Combinación de efectos de acciones globales y locales 1883
5.5 CLASIFICACIÓN DE SECCIONES TRANSVERSALES 1883
5.5.1 Generalidades 1883
5.5.2 Clasificación de secciones mixtas no embebidas en hormigón 1884
5.5.3 Clasificación de secciones para puentes con tablero de vigas de acero embebidas 1884

6 ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS 1885

6.1 VIGAS 1885
6.1.1 Vigas en puentes. Generalidades 1885
6.1.2 Ancho eficaz para la comprobación de secciones transversales 1885
6.2 RESISTENCIA DE SECCIONES TRANSVERSALES DE VIGAS 1885
6.2.1 Resistencia a flexión 1885
6.2.1.1 Generalidades 1885
6.2.1.2 Momento plástico resistente $\boldsymbol{Mpl, Rd}$ de una sección mixta 1886
6.2.1.3 Reglas adicionales para vigas en puentes 1887
6.2.1.4 Resistencia a flexión no lineal 1887
6.2.1.5 Resistencia elástica a flexión 1888
6.2.2 Resistencia a cortante vertical 1889
6.2.2.1 Alcance 1889
6.2.2.2 Resistencia plástica a cortante vertical 1889
6.2.2.3 Resistencia a abolladura por cortante 1889
6.2.2.4 Flexión y cortante vertical 1890
6.2.2.5 Reglas adicionales para vigas de puentes 1890
6.3 TABLEROS CON VIGAS DE ACERO EMBEBIDAS 1891
6.3.1 Alcance 1891
6.3.2 Generalidades 1892
6.3.3 Momentos flectores 1892
6.3.4 Cortante vertical 1892
6.3.5 Resistencia y estabilidad de las vigas de acero durante la ejecución 1893

6.4 PANDEO LATERAL POR TORSIÓN EN VIGAS MIXTAS 1893
6.4.1 Generalidades 1893
6.4.2 Vigas en puentes con secciones transversales de canto constante de Clase 1, 2 o 3 1893
6.4.3 Métodos generales para pandeo de elementos y pórticos 1895
6.4.3.1 Método general 1895
6.4.3.2 Método simplificado 1895
6.5 ESFUERZOS TRANSVERSALES EN LAS ALMAS 1895
6.5.1 Generalidades 1895
6.5.2 Pandeo inducido en el alma por las alas 1895
6.6 CONEXIÓN A RASANTE 1895
6.6.1 Generalidades 1895
6.6.1.1 Bases de cálculo 1895
6.6.1.2 Estados Límite Últimos distintos del de fatiga 1896
6.6.2 Esfuerzo rasante en vigas para puentes 1897
6.6.2.1 Vigas en las que se utilice la teoría elástica o no lineal para la resistencia de las secciones transversales 1897
6.6.2.2 Vigas en puentes con secciones transversales de Clase 1 o 2 1897
6.6.2.3 Efectos locales del esfuerzo rasante concentrado debido a la introducción de esfuerzos longitudinales 1898
6.6.2.4 Efectos locales de los esfuerzos rasantes concentrados en cambios bruscos de sección transversal 1899
6.6.3 Pernos conectadores en losas macizas y hormigón de revestimiento 1900
6.6.3.1 Resistencia de cálculo 1900
6.6.3.2 Influencia de la tracción en la resistencia a rasante 1901
6.6.4 Pernos con cabeza que producen rotura en la dirección del espesor de la losa 1901
6.6.5 Definición de los detalles constructivos de la conexión a rasante e influencia de la ejecución 1901
6.6.5.1 Resistencia a la separación 1901
6.6.5.2 Recubrimiento y hormigonado de puentes 1902
6.6.5.3 Armadura local de la losa 1902
6.6.5.4 Nervios distintos de los constituidos por chapa nervada 1902
6.6.5.5 Separación de los conectadores 1903
6.6.5.6 Dimensiones del ala de acero 1903
6.6.5.7 Pernos conectadores con cabeza 1903
6.6.6 Rasante en losas de hormigón 1904
6.6.6.1 Generalidades 1904
6.6.6.2 Resistencia a rasante de cálculo 1905
6.6.6.3 Armadura transversal mínima 1905
6.7 PILARES MIXTOS Y ELEMENTOS MIXTOS A COMPRESIÓN 1905
6.7.1 Generalidades 1905
6.7.2 Método general de cálculo 1907
6.7.3 Método simplificado de cálculo 1908
6.7.3.1 Generalidades y alcance 1908
6.7.3.2 Resistencia de las secciones transversales 1908
6.7.3.3 Resistencia a flexión efectiva, coeficiente de contribución del acero y esbeltez relativa 1910
6.7.3.4 Métodos de análisis e imperfecciones de los elementos 1911
6.7.3.5 Resistencia de elementos comprimidos 1912
6.7.3.6 Resistencia de los elementos de flexión compuesta 1914
6.7.3.7 Flexión compuesta esviada 1914
6.7.4 Conexión a rasante e introducción de cargas 1915
6.7.4.1 Generalidades 1915
6.7.4.2 Introducción de las cargas 1915
6.7.4.3 Rasante exterior al área de introducción de cargas 1918
6.7.5 Disposiciones sobre la definición de los detalles constructivos 1918
6.7.5.1 Recubrimiento de hormigón para perfiles de acero y armaduras 1918
6.7.5.2 Armadura longitudinal y transversal 1919
6.8 FATIGA 1919
6.8.1 Generalidades 1919
6.8.2 Coeficientes parciales para la evaluación de la fatiga en puentes 1920
6.8.3 Resistencia a fatiga 1920

6.8.4 Esfuerzos y cargas de fatiga 1921
6.8.5 Tensiones 1921
6.8.5.1 Generalidades 1921
6.8.5.2 Hormigón 1921
6.8.5.3 Acero estructural 1921
6.8.5.4 Armadura pasiva 1922
6.8.5.5 Conexión a rasante 1922
6.8.5.6 Tensiones en las armaduras pasivas y activas de elementos pretensados mediante tendones adherentes 1922
6.8.6 Rango de tensiones 1923
6.8.6.1 Acero estructural y armadura 1923
6.8.6.2 Conexión a rasante 1923
6.8.7 Evaluación de la fatiga basada en rangos de tensión nominal 1924
6.8.7.1 Acero estructural, armadura pasiva y hormigón 1924
6.8.7.2 Conexión a rasante 1924
6.9 ELEMENTOS A TRACCIÓN EN PUENTES MIXTOS 1925

7 ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO 1925

7.1 GENERALIDADES 1925
7.2 TENSIONES 1926
7.2.1 Generalidades 1926
7.2.2 Limitación de las tensiones en puentes 1926
7.2.3 Respiración del alma 1927
7.3 DEFORMACIONES EN PUENTES 1927
7.3.1 Flechas 1927
7.3.2 Vibraciones 1927
7.4 FISURACIÓN DEL HORMIGÓN 1927
7.4.1 Generalidades 1927
7.4.2 Armadura mínima 1928
7.4.3 Control de la fisuración producida por cargas directas 1929
7.5 TABLEROS CON VIGAS DE ACERO EMBEBIDAS 1931
7.5.1 Generalidades 1931
7.5.2 Fisuración del hormigón 1931
7.5.3 Armadura mínima 1931
7.5.4 Control de la fisuración producida por cargas directas 1931

8 LOSAS DE HORMIGÓN PREFABRICADO EN PUENTES MIXTOS 1931

8.1 GENERALIDADES 1931
8.2 ACCIONES 1932
8.3 CÁLCULO, ANÁLISIS Y DEFINICIÓN DE LOS DETALLES CONSTRUCTIVOS DE LAS LOSAS DE PUENTES 1932
8.4 SUPERFICIE DE CONTACTO ENTRE LA VIGA DE ACERO Y LA LOSA DE HORMIGÓN 1932
8.4.1 Sistemas de apoyo y tolerancias 1932
8.4.2 Corrosión 1932
8.4.3 Conexión a rasante y armadura pasiva transversal 1932

9 PLACAS MIXTAS EN PUENTES 1933

9.1 GENERALIDADES 1933
9.2 CÁLCULO DE EFECTOS LOCALES 1933
9.3 CÁLCULO DE EFECTOS GLOBALES 1933
9.4 CÁLCULO DE LOS CONECTADORES 1933

APÉNDICE C RECOMENDACIONES PARA LOS PERNOS CONECTADORES QUE GENERAN FUERZAS DE ROTURA EN LA DIRECCIÓN DEL ESPESOR DE LA LOSA 1936

C.1 RESISTENCIA DE CÁLCULO Y DEFINICIÓN DE LOS DETALLES CONSTRUCTIVOS 1936
C.2 RESISTENCIA A FATIGA 1938

1 Generalidades

1.1 Alcance del anejo

(1) Este anejo proporciona las reglas de cálculo de puentes mixtos y elementos mixtos de puentes, adicionales a las reglas generales del Anejo 30 del Código Estructural. Los puentes atirantados no están completamente cubiertos en el mismo.

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

Apartado 1: Generalidades

Apartado 2: Bases de cálculo

Apartado 3: Materiales

Apartado 4: Durabilidad

Apartado 5: Análisis estructural

Apartado 6: Estados Límite Últimos

Apartado 7: Estados Limite de Servicio

Apartado 8: Tableros con losas prefabricadas de hormigón

Apartado 9: Placas mixtas en puentes

(3) Únicamente se dan disposiciones para pernos conectadores soldados.

NOTA: La numeración de los apartados de este Anejo en ocasiones no es consecutiva, a semejanza de la estructura de la correspondiente norma de Eurocódigo.

1.2 Normativa de referencia

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

1.3 Hipótesis

(1) Además de las hipótesis generales de del Anejo 18, son de aplicación las hipótesis dadas en las cláusulas 1.3 de los Anejos 19 y 22 del Código Estructural.

1.5 Términos y Definiciones

1.5.1 Generalidades

(1) Son de aplicación los términos y definiciones recogidos en los apartados 1.4 de los Anejos 18, 19 y 22 del Código Estructural.

1.5.2 Términos y definiciones adicionales empleados en esta norma

1.5.2.1 Elemento mixto

Elemento estructural con componentes de hormigón y de acero estructural o conformado en frío, unidos mediante conectadores para limitar el desplazamiento longitudinal entre hormigón y acero y la separación de un componente respecto del otro.

1.5.2.2 Conectadores

Interconexión entre los componentes de hormigón y acero de un elemento mixto que tiene la suficiente resistencia y rigidez para que los dos componentes se calculen como partes de un elemento estructural único.

1.5.2.3 Acción mixta

Comportamiento que aparece después de que la conexión se haga efectiva debido al endurecimiento del hormigón.

1.5.2.4 Viga mixta

Elemento mixto sometido principalmente a flexión.

1.5.2.5 Pilar mixto

Elemento mixto sometido principalmente a compresión o a flexión compuesta.

1.5.2.6 Losa mixta

Losa en la que inicialmente se utilizan chapas nervadas como encofrado perdido y, posteriormente, colaboran estructuralmente con el hormigón endurecido, actuando como una armadura de tracción en el forjado terminado.

1.5.2.7 Pórtico mixto

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

1.5.2.8 Unión mixta

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

1.5.2.9 Estructura o elemento apeado

Estructura o elemento en el que el peso de los elementos de hormigón se aplica a los elementos de acero, que están apoyados a lo largo del vano, o que se soporta de modo independiente hasta que los elementos de hormigón son capaces de resistir esfuerzos.

1.5.2.10 Estructura o elemento no apeado

Estructura o elemento en el que el peso de los elementos de hormigón se aplica sobre los elementos de acero sin que estos estén apoyados a lo largo del vano.

1.5.2.11 Rigidez a flexión no fisurada

Rigidez $E_a I_1$ de una sección transversal de un elemento mixto donde I_1 es la inercia del área de la sección eficaz equivalente de acero calculada bajo la hipótesis de que el hormigón traccionado no está fisurado.

1.5.2.12 Rigidez a flexión fisurada

Rigidez $E_a I_2$ de una sección transversal de un elemento mixto donde I_2 es la inercia del área de la sección eficaz equivalente de acero despreciando el hormigón traccionado pero incluyendo la armadura.

1.5.2.13 Pretensado

Proceso de aplicar un esfuerzo de compresión al hormigón que forma parte de un elemento mixto, mediante armaduras activas o por deformaciones impuestas.

1.5.2.14 Tablero con vigas de acero embebidas

Tablero compuesto por una losa de hormigón armado y vigas de acero laminado o soldado parcialmente embebidas en el hormigón y cuya ala inferior está al nivel de la base de la losa.

1.5.2.15 Placa mixta

Elemento mixto compuesto por una chapa inferior de acero conectada con una losa de hormigón, en el que tanto la longitud como la anchura son mucho mayores que el espesor de la placa mixta.

1.6 Notación

Para los fines de este anejo, son de aplicación los siguientes símbolos.

Letras latinas mayúsculas

A	Área eficaz de la sección mixta despreciando el hormigón traccionado
A_a	Área de la sección de acero estructural
A_b	Área de la armadura pasiva transversal inferior
A_{bh}	Área de la armadura transversal inferior en un nervio
A_c	Área de la sección de hormigón
A_{ct}	Área de la zona traccionada del hormigón
A_{fc}	Área del ala comprimida
A_p	Área de armadura activa
A_s	Área de armadura pasiva
A_{sf}	Área de armadura pasiva transversal
A_t	Área de armadura transversal superior
A_v	Área de cortante de una sección de acero estructural
A_l	Área cargada bajo la cartela
E_a	Módulo de elasticidad del acero estructural
$E_{c,eff}$	Módulo de elasticidad efectivo del hormigón
E_{cm}	Módulo de elasticidad secante del hormigón
E_s	Valor de cálculo del módulo de elasticidad de la armadura pasiva
$(EA)_{eff}$	Rigidez longitudinal efectiva del hormigón fisurado
$(EI)_{eff}$	Rigidez a flexión efectiva para el cálculo de la esbeltez relativa
$(EI)_{eff,II}$	Rigidez a flexión efectiva para su uso en el análisis de segundo orden
$(EI)_2$	Rigidez a flexión fisurada para el ancho unitario de la losa de hormigón o mixta

F_d	Componente en la dirección de la viga de acero de la fuerza de proyecto de un tendón adherente o no adherente aplicado después de que la conexión se haya hecho efectiva
F_l	Esfuerzo longitudinal de cálculo por perno
F_t	Esfuerzo transversal de cálculo por perno
F_{ten}	Esfuerzo de tracción de cálculo por perno
G_a	Módulo de rigidez transversal del acero estructural
G_c	Módulo de rigidez transversal del hormigón
I	Inercia de la sección mixta efectiva despreciando el hormigón traccionado
I_a	Inercia de la sección de acero estructural
I_{at}	Módulo de torsión de Saint Venant de la sección de acero estructural
I_c	Inercia de la sección de hormigón no fisurado
I_{eff}	Inercia efectiva del área de las vigas embebidas
I_s	Inercia de la armadura pasiva
I_1	Inercia de la sección efectiva homogeneizada suponiendo que el hormigón traccionado no está fisurado
I_2	Inercia de la sección efectiva homogeneizada despreciando el hormigón traccionado pero incluyendo la armadura
$K_e, K_{e,II}$	Coeficientes de corrección para utilizar en el cálculo de pilares mixtos
K_0	Coeficiente de calibración a utilizar en el cálculo de pilares mixtos
L	Longitud; luz; luz efectiva
L_e	Luz equivalente
L_i	Luz
L_{A-B}	Longitud de la región inelástica entre los puntos A y B, que corresponden a $M_{el,Rd}$ y $M_{Ed,max}$, respectivamente
L_v	Longitud del conectador
M	Momento flector
M_a	Contribución de la sección de acero estructural al momento plástico resistente de cálculo de la sección mixta
$M_{a,Ed}$	Momento flector de cálculo aplicado a la sección de acero estructural
$M_{b,Rd}$	Valor de cálculo del momento resistente a pandeo de una viga mixta
$M_{c,Ed}$	Parte del momento flector de cálculo que actúa sobre la sección mixta
M_{cr}	Momento elástico crítico para el pandeo lateral de una viga mixta
M_{Ed}	Momento flector de cálculo
$M_{Ed,max,f}$	Momento flector máximo o esfuerzo debido a cargas de fatiga
$M_{Ed,min,f}$	Momento flector mínimo debido a cargas de fatiga

$M_{el,Rd}$	Valor de cálculo del momento elástico resistente de la sección mixta
$M_{f,Rd}$	Momento resistente de cálculo para el apartado 5.8 del Anejo 25
$M_{max,Rd}$	Valor máximo de cálculo del momento resistente en presencia de una fuerza de compresión simple
M_{perm}	Momento flector más desfavorable para la combinación característica
$M_{pl,a,Rd}$	Valor de cálculo del momento resistente plástico de la sección de acero estructural
$M_{pl,N,Rd}$	Valor de cálculo del momento resistente plástico de la sección mixta teniendo en cuenta la fuerza de compresión simple
$M_{pl,Rd}$	Valor de cálculo del momento resistente plástico de la sección mixta con conexión total a rasante
$M_{pl,y,Rd}$	Valor de cálculo del momento resistente plástico en el eje y-y de la sección mixta con conexión total a rasante
$M_{pl,z,Rd}$	Valor de cálculo del momento resistente plástico en el eje z-z de la sección mixta con conexión total a rasante
M_{Rd}	Valor de cálculo del momento resistente de la sección mixta
M_{Rk}	Valor característico del momento resistente de la sección o unión mixta
$M_{y,Ed}$	Momento flector de cálculo aplicado a la sección mixta en el eje y-y
$M_{z,Ed}$	Momento flector de cálculo aplicado a la sección mixta en el eje z-z
N	Fuerza de compresión normal; número de ciclos de carga-descarga; número de conectadores
N_a	Valor de cálculo de la fuerza normal en la sección de acero estructural de una viga mixta
N_c	Valor de cálculo de la fuerza de compresión normal en el ala de hormigón
N_{cd}	Valor de cálculo de la fuerza de compresión en la losa de hormigón correspondiente a $M_{Ed,max}$
$N_{c,f}$	Valor de cálculo de la fuerza de compresión normal en el ala de hormigón con conexión total a rasante
$N_{c,el}$	Fuerza de compresión normal en el ala de hormigón correspondiente a $M_{el,Rd}$
$N_{cr,eff}$	Carga crítica elástica de un pilar mixto correspondiente a la rigidez efectiva a flexión
N_{cr}	Fuerza normal crítica elástica
N_{c1}	Valor de cálculo de la fuerza normal calculada para la introducción de cargas
N_{Ed}	Valor de cálculo de la fuerza de compresión normal
$N_{Ed,serv}$	Fuerza normal del elemento de hormigón traccionado para ELS
$N_{Ed,ult}$	Fuerza normal del elemento de hormigón traccionado para ELU
$N_{G,Ed}$	Valor de cálculo de la parte constante de la fuerza de compresión normal

$N_{pl,a}$	Valor de cálculo de la resistencia plástica de la sección de acero estructural a la fuerza normal
$N_{pl,Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia plástica de la sección mixta a la fuerza de compresión normal
$N_{pl,Rk}$	Valor característico de la resistencia plástica de la sección mixta a la fuerza de compresión normal
$N_{pm,Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia del hormigón a la fuerza de compresión normal
N_R	Número ciclos de carga-descarga
N_s	Valor de cálculo de la resistencia plástica de la armadura de acero a la fuerza normal
N_{sd}	Valor de cálculo de la resistencia plástica de la armadura de acero a la fuerza normal de tracción
$N_{s,el}$	Fuerza de tracción en la losa de hormigón fisurada correspondiente al $M_{el,Rd}$ teniendo en cuenta los efectos de la rigidez a tracción
P_{Ed}	Fuerza longitudinal en un conectador a distancia x del alma más cercana
$P_{l,Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia a cortante de un conectador aislado correspondiente a F_l
P_{Rd}	Valor de cálculo de la resistencia a cortante de un conectador aislado
P_{Rk}	Valor característico de la resistencia a cortante de un conectador aislado
$P_{t,Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia a cortante de un conectador aislado correspondiente a F_t
$V_{a,Ed}$	Valor de cálculo de la fuerza cortante que actúa sobre la sección de acero estructural
$V_{b,Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia a la abolladura por cortante de un alma de acero
$V_{c,Ed}$	Valor de cálculo del esfuerzo cortante que actúa sobre la sección de hormigón armado de una viga embebida
V_{Ed}	Valor de cálculo del esfuerzo cortante que actúa sobre la sección mixta
V_L	Fuerza rasante que actúa en la superficie de contacto entre hormigón y acero en el ala
$V_{L,Ed}$	Fuerza rasante que actúa en la longitud L_{A-B} en la región inelástica
$V_{pl,Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia plástica de la sección mixta a cortante vertical
$V_{pl,a,Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia plástica de la sección de acero estructural a cortante vertical
$V_{p,Rd}$	Valor de cálculo de la resistencia de la losa mixta a punzonamiento
V_{Rd}	Valor de cálculo de la resistencia de la sección mixta a cortante vertical

Letras latinas minúsculas

a	Separación entre vigas paralelas; diámetro o ancho; distancia
a_W	Proyección del ala de acero fuera del alma de la viga

b	Ancho del ala de la sección de acero; ancho de la losa, mitad de la distancia entre almas adyacentes o distancia entre el alma y el borde libre del ala
b_{eff}	Ancho total eficaz
$b_{eff,1}$	Ancho eficaz en el centro de un vano apoyado en ambos extremos
$b_{eff,2}$	Ancho eficaz en un apoyo interior
b_{ei}	Ancho del ala de hormigón a cada lado de su alma, ancho eficaz del ala inferior mixta de una sección cajón
b_f	Ancho del ala de la sección de acero
b_i	Ancho geométrico del ala de hormigón a cada lado del alma
b_0	Distancia entre centros de conectadores exteriores; ancho medio de la costilla de hormigón (mínimo ancho para perfiles laminados con entrantes); ancho del nervio
c	Ancho del lado exterior del ala de acero; perímetro efectivo de las barras de armadura
c_{st}	Recubrimiento de hormigón sobre las vigas de acero en tableros con vigas de acero embebidas
c_y, c_z	Espesor del recubrimiento de hormigón
d	Canto del alma de la sección de acero estructural; diámetro del vástago de un perno conectador; diámetro total de una sección circular hueca de acero; dimensión mínima transversal de un pilar
d_{do}	Diámetro del cordón de soldadura de un perno conectador
d_s	Distancia entre la armadura de acero traccionada a la fibra extrema de la losa mixta comprimida; distancia entre la armadura longitudinal traccionada y el centro de gravedad de la sección de la viga de acero
e_D	Distancia al borde
e_d	O $2e_h$ o $2e_v$
e_g	Distancia entre la armadura y la chapa de unión en un extremo en un pilar mixto
e_h	Distancia lateral desde el punto de aplicación de la fuerza F_d al alma de acero correspondiente, si F_d se aplica a la losa de hormigón
e_v	Distancia vertical desde el punto de aplicación de la fuerza F_d al plano de conexión a rasante correspondiente, si F_d se aplica al elemento de acero
f_{cd}	Valor de cálculo de la resistencia a compresión del hormigón en probeta cilíndrica de acuerdo con el apartado 2.4.1.2
f_{ck}	Valor característico de la resistencia a compresión del hormigón en probeta cilíndrica a 28 días
f_{cm}	Valor medio de la resistencia a compresión del hormigón en probeta cilíndrica
$f_{ct,eff}$	Valor medio de la resistencia a tracción efectiva del hormigón
f_{ctm}	Valor medio de la resistencia a tracción del hormigón
$f_{ct,0}$	Resistencia de referencia del hormigón traccionado
f_{1ctm}	Valor medio de la resistencia a tracción del hormigón ligero

f_{pd}	Tensión límite de las armaduras activas de pretensado de acuerdo con el apartado 3.3.3 de Anejo 19
f_{pk}	Valor característico del límite elástico de las armaduras activas de pretensado
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 a tracción última específica
f_y	Valor nominal del límite elástico del acero estructural
f_{yd}	Valor de cálculo del límite elástico del acero estructural
h	Canto total; espesor
h_a	Canto de la sección de acero estructural
h_c	Espesor del ala de hormigón
h_n	Profundidad de la fibra neutra
h_s	Distancia entre los centros de gravedad de las alas de la sección de acero estructural
h_{sc}	Altura nominal total de un perno conectador
k	Coeficiente de amplificación para efectos de segundo orden; coeficiente; coeficiente empírico para la resistencia a cortante de cálculo
k_c	Coeficiente
k_s	Coeficiente de minoración de la resistencia a cortante de un perno conectador
k_ϕ	Parámetro
k_1	Rigidez a flexión la losa de hormigón fisurada
k_2	Rigidez a flexión del alma
l_0	Longitud de introducción de la carga
m	Pendiente de la curva de resistencia a fatiga; coeficiente empírico para la resistencia a cortante de cálculo
n	Coeficiente de homogeneización; número de conectadores
n_L	Coeficiente de homogeneización dependiente del tipo de carga
n_0	Coeficiente de homogeneización para cargas instantáneas
n_{0G}	Coeficiente de homogeneización (módulo de cortante) para cargas instantáneas
n_{tot}	Véase el apartado 9.4
n_{LG}	Coeficiente de homogeneización (módulo de cortante) para cargas de larga duración
n_w	Véase el apartado 9.4
r	Relación entre momentos últimos
s	Separación longitudinal entre centros de conectadores
s_f	Distancia libre entre alas superiores de las vigas de acero de tableros con vigas de acero embebidas

s_t	Separación transversal entre centros de conectadores
s_w	Separación de las almas de las vigas de acero en tableros con vigas de acero embebidas
t	Edad; espesor
t_f	Espesor del ala de acero de las vigas de acero de un tablero con vigas de acero embebidas
t_w	Espesor del alma de la sección de acero estructural
t_0	Edad de carga
v_{Ed}	Tensión de rasante de cálculo
$v_{L,Ed}$	Esfuerzo rasante de cálculo por unidad de longitud en la superficie de contacto entre hormigón y acero
$v_{L,Ed,max}$	Máximo esfuerzo rasante de cálculo por unidad de longitud en la superficie de contacto entre hormigón y acero
w_k	Valor de cálculo del ancho de fisura
x	Distancia de un conectador al alma más cercana
x_{pl}	Distancia entre la fibra neutra plástica y la fibra extrema de la losa de hormigón comprimida
y	Eje de la sección paralelo a las alas
z	Eje de la sección perpendicular a las alas; brazo mecánico
z_0	Distancia vertical
Letras mayúsculas griegas	
$\Delta\sigma$	Rango de tensiones
$\Delta\sigma_c$	Valor de referencia para la resistencia a fatiga en 2 millones de ciclos
$\Delta\sigma_E$	Rango de tensiones equivalentes de amplitud constante
$\Delta\sigma_{E,glob}$	Rango de tensiones equivalentes de amplitud constante debidas a efectos globales
$\Delta\sigma_{E,loc}$	Rango de tensiones equivalentes de amplitud constante debidas a efectos locales
$\Delta\sigma_{E,2}$	Rango de tensiones equivalentes de amplitud constante para 2 millones de ciclos
$\Delta\sigma_s$	Incremento de tensión en el acero de la armadura pasiva debido a la rigidez a tracción del hormigón
$\Delta\sigma_{s,equ}$	Rango de tensiones de daño equivalente
$\Delta\tau$	Rango de tensiones tangenciales por cargas de fatiga
$\Delta\tau_c$	Valor de referencia de la resistencia a fatiga en 2 millones de ciclos
$\Delta\tau_E$	Rango de tensiones de amplitud constante equivalente
$\Delta\tau_{E,2}$	Rango de tensiones tangenciales de amplitud constante equivalente relacionado a 2 millones de ciclos
$\Delta\tau_R$	Resistencia a fatiga por tensiones tangenciales

ψ	Coeficiente

Letras minúsculas griegas

α	Coeficiente; parámetro, véase el apartado 6.4.2(6)
α_{cr}	Coeficiente por el que tendría que multiplicarse el valor de cálculo de las cargas para provocar inestabilidad elástica.
α_M	Coeficiente correspondiente a la flexión de un pilar mixto
$\alpha_{M,y}, \alpha_{Mz}$	Coeficiente correspondiente a la flexión de un pilar mixto alrededor del eje $y-y$ y del eje $z-z$ respectivamente
α_{st}	Relación
β	Coeficiente; Parámetro de transformación, Mitad del ángulo de dispersión del esfuerzo rasante V_l en la losa de hormigón
γ_C	Coeficiente parcial de seguridad para el hormigón
γ_F	Coeficiente parcial de seguridad para las acciones, considerando también las incertidumbres del modelo y variaciones dimensionales
γ_{Ff}	Coeficiente parcial de seguridad para el rango de tensiones equivalentes de amplitud constante
γ_M	Coeficiente parcial de seguridad para las propiedades del material, considerando también las incertidumbres del modelo y variaciones de dimensiones
γ_{M0}	Coeficiente parcial de seguridad para el acero estructural aplicado a la resistencia de las secciones, véase el Anejo 22 del Código Estructural, apartado 6.1(1)
γ_{M1}	Coeficiente parcial de seguridad para el acero estructural aplicado a la resistencia a inestabilidad de los elementos evaluada mediante comprobación de los elementos, véase el Anejo 22 del Código Estructural, apartado 6.1(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 pernos sometidos a cortante
γ_P	Coeficiente parcial de seguridad para el pretensado
γ_S	Coeficiente parcial de seguridad para la armadura pasiva
γ_V	Coeficiente parcial de seguridad para la resistencia a cortante de los pernos
δ	Coeficiente; coeficiente de contribución del acero; flecha central
δ_{uk}	Valor característico de la capacidad de deslizamiento
ε	$\sqrt{235/f_y}$, donde f_y está en N/mm^2
η_a, η_{ao}	Coeficientes relacionados con el confinamiento del hormigón
$\eta_c, \eta_{co}, \eta_{cL}$	Coeficientes relacionados con el confinamiento del hormigón
θ	Ángulo
λ, λ_V	Coeficientes de daño equivalente

$\lambda_{V,1}$	Coeficiente a emplear en la determinación del coeficiente de daño equivalente λ_V para pernos a cortante
λ_{glob}, λ_{loc}	Coeficientes de daño equivalente para efectos globales y locales, respectivamente
$\bar{\lambda}$	Esbeltez relativa
$\bar{\lambda}_{LT}$	Esbeltez relativa para pandeo lateral
μ	Coeficiente de rozamiento; coeficiente nominal
μ_d	Coeficiente relacionado con el cálculo a flexocompresión y flexión uniaxial
μ_{dy}, μ_{dz}	Coeficiente μ_d relacionado con el plano de flexión
υ_a	Módulo de Poisson para acero estructural
ρ	Parámetro relativo al valor flexión de cálculo reducido para tener en cuenta el cortante vertical
ρ_s	Parámetro; cuantía de armadura
$\sigma_{c,Rd}$	Resistencia local de cálculo del hormigón
σ_{ct}	Tensión de tracción en la fibra extrema del hormigón
$\sigma_{max,f}$	Tensión máxima debida a cargas de fatiga
$\sigma_{min,f}$	Tensión mínima debida a cargas de fatiga
$\sigma_{s,max,f}$	Tensión máxima en la armadura debida al momento flector $M_{Ed,max,f}$
$\sigma_{s,min,f}$	Tensión mínima en la armadura debida al momento flector $M_{Ed,min,f}$
σ_s	Tensión en la armadura traccionada
$\sigma_{s,max}$	Tensión en la armadura debida al momento flector M_{max}
$\sigma_{s,max,0}$	Tensión en la armadura debida al momento flector M_{max}, despreciando el hormigón traccionado
$\sigma_{s,0}$	Tensión en la armadura traccionada despreciando la rigidez a tracción del hormigón
τ_{Rd}	Resistencia a cortante de cálculo
ϕ	Diámetro de una barra de acero para armar; coeficiente de impacto de daño equivalente
ϕ^*	Diámetro de una barra de armadura pasiva
φ_t	Coeficiente de fluencia
$\varphi(t, t_0)$	Coeficiente de fluencia; fluencia definida entre los tiempos t y t_0, relacionada con la deformación elástica a los 28 días
χ	Coeficiente de reducción para pandeo por flexión
χ_{LT}	Coeficiente de reducción para pandeo lateral
ψ_L	Coeficiente de envejecimiento

2 Bases de cálculo

2.1 Requisitos

(1) El cálculo de estructuras mixtas debe ser acorde con las reglas generales recogidas en el Anejo 18.

(2) También deben aplicarse las disposiciones adicionales para estructuras mixtas recogidas en este apartado.

(3) Se considerará que la estructura mixta cumple los requisitos básicos del apartado 2 del Anejo 18 cuando se apliquen conjuntamente los siguientes requisitos:

- cálculo con el método del estado límite junto con el método de los coeficientes parciales de acuerdo con el Anejo 18,
- acciones acordes con la reglamentación específica vigente,
- combinación de acciones de acuerdo con el Anejo 18, y
- resistencia, durabilidad y servicio de acuerdo con este anejo.

2.2 Principios del cálculo en estado límite

(1) Para estructuras mixtas, deben considerarse las etapas correspondientes en el proceso constructivo.

2.3 Variables básicas

2.3.1 Acciones y condiciones ambientales

(1) Las acciones a utilizar en el cálculo se obtendrán de la reglamentación específica vigente.

(2) En la comprobación de las chapas de acero para encofrados, debe tenerse en cuenta el aumento del espesor del hormigón por efecto de la deformación del encofrado.

2.3.2 Propiedades de los materiales y productos

(1) Salvo que se indique lo contrario en este anejo o en el Anejo 30, las acciones producidas por el comportamiento del hormigón al evolucionar en el tiempo deben obtenerse del Anejo 19.

2.3.3 Clasificación de las acciones

(1) Los efectos de la retracción y la fluencia del hormigón y los cambios de temperatura no uniformes producen esfuerzos en las secciones transversales y curvaturas y deformaciones en los elementos longitudinales; los efectos que se producen sobre estructuras isostáticas e hiperestáticas, cuando no se considera la compatibilidad de deformaciones, deben clasificarse como efectos isostáticos (primarios).

(2) En las estructuras hiperestáticas, los efectos isostáticos de retracción, fluencia y térmicos están asociados a efectos de acciones adicionales de forma que los efectos totales sean compatibles; éstos deben clasificarse como efectos hiperestáticos (secundarios) y considerarse como acciones indirectas.

2.4 Comprobación por el método de los coeficientes parciales

2.4.1 Valores de cálculo

2.4.1.1 Valores de cálculo de las acciones

(1) Para el pretensado mediante deformaciones impuestas controladas, por ejemplo mediante gatos en los apoyos, el coeficiente parcial de seguridad $\gamma_P = 1{,}0$ debe especificarse para los Estados Límite Últimos teniendo en cuenta los efectos favorables y los desfavorables.

2.4.1.2 Valores de cálculo de las propiedades de los materiales o productos

(1) Salvo que se requiera una estimación elevada de la resistencia, los coeficientes parciales deben aplicarse sobre las resistencias características inferiores o nominales.

(2) Para el hormigón, debe aplicarse el coeficiente parcial γ_C. La resistencia de cálculo a compresión debe obtenerse mediante:

$$f_{cd} = f_{ck}/\gamma_C \qquad (2.1)$$

donde el valor característico f_{ck} debe obtenerse del apartado 3.1 para hormigón convencional y del apartado 11.3 para hormigón ligero, ambos del Anejo 19.

NOTA: El valor de γ_C es el utilizado en el Anejo 19.

(3) Para armaduras, debe aplicarse un coeficiente parcial γ_S.

NOTA: El valor de γ_S es el utilizado en el Anejo 19.

(4) Para acero estructural, chapas de acero y elementos de conexión de acero, deben aplicarse los coeficientes parciales γ_M. Salvo que se indique lo contrario, el coeficiente parcial del acero estructural debe tomarse como γ_{M0}.

NOTA: Los valores de γ_M son los dados en el Anejo 29.

(5) Para conectadores, debe aplicarse el coeficiente parcial de seguridad $\gamma_V = 1{,}25$.

(6) En puentes, para la comprobación a fatiga de los pernos conectadores, deben aplicarse los coeficientes parciales γ_{Mf} y $\gamma_{Mf,s} = 1{,}0$.

NOTA: El valor de γ_{Mf} es el utilizado en el Anejo 29.

2.4.1.3 Valores de cálculo de los parámetros geométricos

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

2.4.1.4 Resistencias de cálculo

(1) Para estructuras mixtas, las resistencias de cálculo deben determinarse de acuerdo con las expresiones (6.6a) o (6.6c) del Anejo 18.

2.4.2 Combinación de acciones

(1) Los formatos generales para la combinación de acciones se dan en el apartado 6 del Anejo 18.

(2) Para puentes, las combinaciones de acciones se dan en la reglamentación específica vigente.

2.4.3 Comprobación del equilibrio estático (EQU)

(1) El formato de fiabilidad para la comprobación del equilibrio estático en puentes, como se define en la reglamentación específica vigente, también se aplica a las situaciones de proyecto equivalentes a (EQU), por ejemplo, para el cálculo de anclajes de sujeción o para la comprobación del levantamiento de los apoyos de vigas continuas.

3 Materiales

3.1 Hormigón

(1) Salvo que se indique lo contrario en este anejo, las propiedades deben obtenerse de acuerdo con el apartado 3.1 del Anejo 19 para hormigón convencional y el apartado 11.3 del Anejo 19 para hormigón ligero.

(2) Este anejo no cubre el cálculo de estructuras mixtas con hormigón de resistencia característica inferior a 25 N/mm^2 (f_{ck} y f_{clk}) y superior a 60 N/mm^2 (f_{ck} y f_{clk}).

(3) La retracción del hormigón debe determinarse teniendo en cuenta la humedad del ambiente, las dimensiones del elemento y la composición del hormigón.

3.2 Acero para armadura pasiva para puentes

(1) Las propiedades deben obtenerse de acuerdo con el apartado 3.2 del Anejo 19, salvo el apartado 3.2.4, donde se aplicará el Anejo 21.

(2) Para estructuras mixtas, el valor de cálculo del módulo de elasticidad E_s puede tomarse igual al valor dado para el acero estructural en el apartado 3.2.6 del Anejo 22.

(3) Las características de ductilidad deben cumplir el apartado 3.2.4 del Anejo 21.

3.3 Acero estructural para puentes

(1) Las propiedades deben obtenerse de acuerdo con el Anejo 29.

(2) Las reglas de este anejo son de aplicación para el acero estructural de límite elástico no superior a 460 N/mm^2.

3.4 Dispositivos de conexión

3.4.1 Generalidades

(1) Para los requisitos de los elementos de unión y materiales de soldadura debe remitirse al Anejo 26.

3.4.2 Pernos conectadores

(1) Deberán cumplir lo establecido en el Artículo 112.1 del Código Estructural.

3.5 Acero y dispositivos de pretensado

(1) Se remite a los apartados 3.3 y 3.4 del Anejo 19.

3.6 Cables y tirantes de acero

(1) Los cables y tirantes quedan fuera del ámbito de este Código Estructural.

4 Durabilidad

4.1 Generalidades

(1) Se deben seguir las prescripciones correspondientes recogidas en el Código Estructural.

(2) La definición de los detalles constructivos de los conectadores debe ser acorde con el apartado 6.6.5.

4.2 Protección frente a la corrosión en el contacto hormigón-acero en puentes

(1) La protección frente a la corrosión del ala de acero debe introducirse al menos 50 mm en la superficie de contacto hormigón-acero. Véase el apartado 8 para reglas adicionales para puentes con losas prefabricadas.

5 Análisis estructural

5.1 Modelos estructurales para el análisis

5.1.1 Modelos estructurales e hipótesis básicas

(1) El modelo estructural y las hipótesis básicas deben seleccionarse de acuerdo con el apartado 5.1.1 del Anejo 18 y deben reflejar el comportamiento esperado de las secciones transversales, elementos, uniones y aparatos de apoyo.

(2) El apartado 5 es de aplicación a los puentes mixtos en los que la mayoría de los elementos y uniones son de acero estructural o mixtos. Cuando el comportamiento estructural sea esencialmente el de una estructura de hormigón armado o pretensado, con solo algunos elementos mixtos, el análisis global se debe realizar de acuerdo con el Anejo 21.

(3) El análisis de placas mixtas debe ser acorde con el apartado 9.

5.1.2 Modelos para las uniones

(1) Los efectos del comportamiento de las uniones en la distribución de esfuerzos y momentos en una estructura y las deformaciones totales de la estructura, normalmente pueden despreciarse, pero deberán tenerse en cuenta cuando dichos efectos sean significativos (como en el caso de uniones semirrígidas), véase el apartado 8 y el Anejo 26.

(2) Para identificar dónde debe tenerse en cuenta el comportamiento de las uniones en el análisis, debe distinguirse entre los tres siguientes tipos de uniones, véase el apartado 8.2 y el apartado 5.1.1 del Anejo 26:

- flexible, en el que debe suponerse que la unión no transmite momentos flectores,
- rígida, en el que la rigidez y/o resistencia de la unión permite un perfecto empotramiento de los elementos considerados en el análisis,
- semirrígida, en el que se debe tener en cuenta el comportamiento de la unión en el análisis.

(3) En estructuras de puentes no deben utilizarse uniones mixtas semirrígidas.

5.1.3 Interacción suelo-estructura

(1) Deben tenerse en cuenta las características de deformabilidad de los apoyos allí donde sean relevantes.

(2) Donde se deban tener en cuenta los asientos y no se hayan especificado valores de cálculo, deberán emplearse valores del asiento previsto estimados adecuadamente.

(3) Normalmente pueden despreciarse los efectos de los asientos en los Estados Límites Últimos (que no sean de fatiga) en elementos mixtos en los que todas las secciones transversales sean de Clase 1 o 2 y la resistencia a flexión no esté condicionada por el pandeo lateral por torsión.

5.2 Estabilidad estructural

5.2.1 Efectos de la geometría deformada de la estructura

(1) Los efectos de las acciones pueden determinarse utilizando:

- un análisis de primer orden, empleando la geometría inicial de la estructura, o
- un análisis de segundo orden, teniendo en cuenta la influencia de la deformación de la estructura.

(2) Deben considerarse los efectos de la geometría deformada (efectos de segundo orden) si incrementan significativamente los efectos de las acciones o modifican significativamente el comportamiento estructural.

(3) El análisis de primer orden puede utilizarse si el aumento de los correspondientes esfuerzos o momentos provocados por las deformaciones obtenidas mediante este mismo análisis de primer orden es inferior al 10%. Puede suponerse que se cumple esta condición si se satisface el siguiente criterio:

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

donde:

α_{cr} es el coeficiente por el que debería multiplicarse la carga de cálculo para producir inestabilidad elástica.

(4) En la determinación de la rigidez de la estructura, deben tenerse en cuenta, de forma apropiada, la fisuración y la fluencia del hormigón, así como el comportamiento de las uniones.

5.2.2 Métodos de análisis para puentes

(1) Para estructuras de puentes se aplica el apartado 5.2.2 del Anejo 29.

5.3 Imperfecciones

5.3.1 Bases

(1) Deben incorporarse al análisis estructural las consideraciones adecuadas para incorporar los efectos de las imperfecciones, incluyendo las tensiones residuales y las imperfecciones geométricas como la falta de verticalidad, de rectitud, de planicidad, de ajuste y las inevitables excentricidades menores presentes en las uniones de la estructura sin cargar.

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

5.3.2 Imperfecciones para puentes

(1) Deben emplearse las imperfecciones geométricas equivalentes con valores que reflejen los posibles efectos de las imperfecciones del sistema, así como las imperfecciones de los elementos, excepto en aquellos casos en que estos efectos ya se consideren incluidos en la fórmula de resistencia.

(2) Las imperfecciones y las fuerzas transversales de cálculo consideradas para la estabilización de pórticos transversales deben calcularse de acuerdo con los apartados 5.3 y 6.3.4.2 del Anejo 29, respectivamente.

(3) Para pilares mixtos y elementos mixtos comprimidos, siempre deben considerarse las imperfecciones de los elementos cuando se compruebe la estabilidad en la longitud de un elemento, de acuerdo con los apartados 6.7.3.6 o 6.7.3.7. Los valores de cálculo de la flecha inicial deben tomarse de la tabla A32.6.5.

(4) Las imperfecciones de los elementos de acero comprimidos deben considerarse de acuerdo con el apartado 5.3 del Anejo 30 del Código Estructural.

5.4 Cálculo de los efectos de las acciones

5.4.1 Método de análisis global

5.4.1.1 Generalidades

(1) Los efectos de las acciones pueden calcularse mediante un análisis elástico global, incluso cuando la resistencia de una sección transversal se basa en criterios plásticos o no lineales.

(2) El análisis elástico global debe emplearse en los Estados Limite de Servicio, con las correcciones apropiadas para los efectos no lineales, tales como la fisuración del hormigón.

(3) El análisis elástico global debe emplearse para la comprobación del estado límite de fatiga.

(4) Los efectos del arrastre por cortante y de la abolladura deben considerarse si afectan sustancialmente al análisis global.

(5) Los efectos de la abolladura local de los elementos de acero deben tenerse en cuenta en la elección del método de análisis mediante la clasificación de las secciones transversales, véase el apartado 5.5.

(6) Los efectos de la abolladura local en los elementos de acero sobre la rigidez pueden ignorarse en las secciones mixtas normales. Para secciones transversales de Clase 4, véase el apartado 2.2 del Anejo 25 del Código Estructural.

(7) Deben considerarse los efectos sobre el análisis global de los deslizamientos de los tornillos en los taladros y deformaciones similares en los dispositivos de conexión.

(8) Salvo que se emplee un análisis no lineal, se pueden despreciar los efectos de los deslizamientos y la separación en el contacto entre acero y hormigón para el cálculo de esfuerzos y momentos, cuando los conectadores se dispongan de acuerdo con el apartado 6.6.

(9) Para situaciones de cálculo transitorias durante las fases de montaje, puede emplearse un análisis global no fisurado y una distribución del ancho eficaz acorde con el apartado 5.4.1.2(4).

5.4.1.2 Ancho eficaz de las alas para arrastre por cortante

(1) Se deberá tener en cuenta la flexibilidad de las alas de acero u hormigón sometidas a cortante en su plano (arrastre por cortante), bien a través de un análisis riguroso o bien mediante el empleo de un ancho eficaz del ala.

(2) Los efectos del arrastre por cortante en los elementos de chapa de acero deben considerarse de acuerdo con el apartado 5.2.1(5) del Anejo 22 del Código Estructural.

(3) El ancho eficaz de las alas de hormigón debe determinarse de acuerdo con las siguientes prescripciones.

(4) Cuando se utilice un análisis elástico global, se puede suponer un ancho eficaz constante en la totalidad de cada vano. Este valor puede tomarse como el valor $b_{eff,1}$ correspondiente al centro del vano si éste está apoyado en sus dos extremos, o como $b_{eff,2}$ calculado en el apoyo si se trata de un voladizo.

(5) En el centro de vano o en un apoyo intermedio, el ancho eficaz total b_{eff}, véase figura A32.5.1, puede determinarse como:

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

donde:

b_0 es la distancia entre los centros de los conectadores extremos

b_{ei} es el valor del ancho eficaz del ala de hormigón a cada lado del alma, que se toma de valor igual a $L_e/8$ (pero no mayor que el ancho geométrico b_i). El valor b_i deberá tomarse como la distancia del conectador exterior al punto medio entre almas adyacentes, medido a media altura del ala de hormigón, salvo en un extremo libre, en el que b_i será la distancia al extremo libre de la sección. La longitud L_e se tomará como la distancia aproximada entre puntos de momento flector nulo. Para las vigas mixtas continuas típicas, donde la envolvente de momentos de varias combinaciones de cargas determina el cálculo, así como para las ménsulas, L_e podrá suponerse como se muestra en la figura A32.5.1.

(6) El ancho eficaz en un apoyo extremo podrá determinarse como:

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

con:

$$\beta_i = \left(0{,}55 + \frac{0{,}025 L_e}{b_{ei}}\right) \leq 1{,}0 \qquad (5.5)$$

donde:

b_{ei} es el ancho eficaz, véase el punto (5), del vano exterior en el centro de vano

L_e es la luz equivalente del vano exterior de acuerdo con la figura A32.5.1.

(7) La distribución del ancho eficaz entre zonas de apoyos y de centros de vano podrá suponerse como se indica en la figura A32.5.1.

(8) La distribución transversal de las tensiones debidas al arrastre por cortante puede tomarse de acuerdo con el apartado 3.2.2 del Anejo 25 tanto para las alas de hormigón como para las de acero.

(9) Para secciones transversales con momentos flectores resultantes de la flexión general de la viga principal y de flexiones locales (por ejemplo, en celosías mixtas con acciones directas sobre los cordones entre nudos), los anchos eficaces correspondientes, en cada caso, al sistema de la viga principal y los sistemas locales se deberán utilizar con los momentos flectores que correspondan.

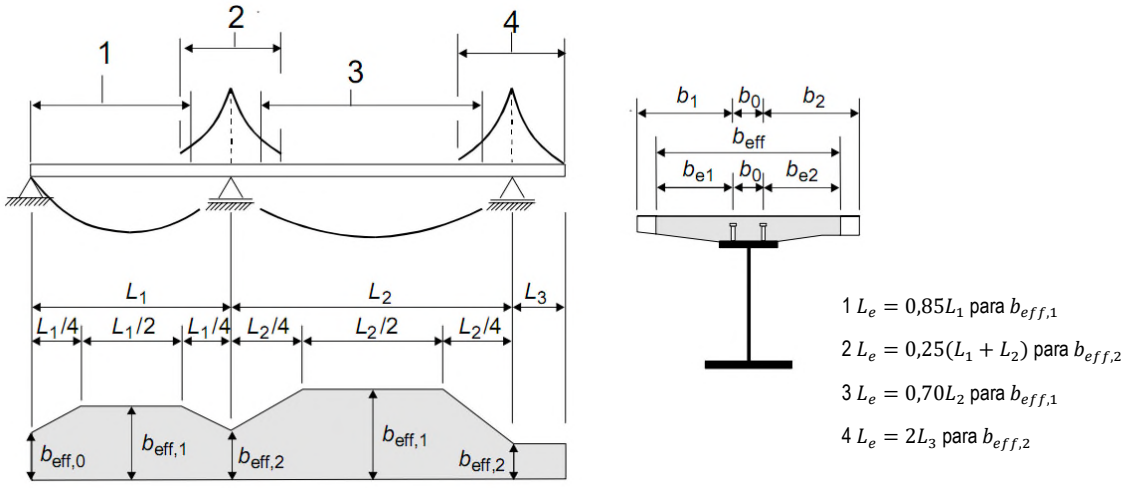


Figura A32.5.1 Luces equivalentes para el acho eficaz del ala de hormigón

5.4.2 Análisis elástico lineal

5.4.2.1 Generalidades

(1) Deben considerarse los efectos de la fisuración del hormigón, la fluencia y la retracción, el proceso constructivo y el pretensado.

5.4.2.2 Retracción y fluencia

(1) Deben considerarse adecuadamente los efectos de la fluencia y la retracción del hormigón.

(2) Salvo para elementos con ambas alas mixtas, los efectos de la fluencia se pueden considerar a través de coeficientes de homogeneización n_L para el hormigón. Los coeficientes de homogeneización vienen dados en función del tipo de carga (subíndice L) por:

$$n_L = n_0(1 + \Psi_L \varphi_t) \qquad (5.6)$$

donde:

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

E_{cm} es el módulo de elasticidad secante del hormigón para cargas instantáneas de acuerdo con la tabla A19.3.1 o la tabla A19.11.3.1 del Anejo 19

φ_t es el coeficiente de fluencia $\varphi(t, t_0)$ de acuerdo con el apartado 3.1.4 o 11.3.3 del Anejo 19, dependiente de la edad del hormigón en el momento considerado (t) y de la edad de introducción de la carga (t_0)

Ψ_L es el coeficiente de envejecimiento en función del tipo de carga, que se toma como 1,1 para cargas permanentes, 0,55 para efectos isostáticos e hiperestáticos de la retracción y 1,5 para pretensado por deformaciones impuestas.

(3) Para cargas permanentes en estructuras mixtas ejecutadas en varias fases, se puede emplear un valor medio t_0 en la determinación del coeficiente de fluencia. Esta hipótesis también puede emplearse para pretensado por deformaciones impuestas si la edad de todo el hormigón en los vanos en estudio en el momento del tesado es superior a 14 días.

(4) Para la retracción, normalmente se debe suponer una edad de carga de un día.

(5) Cuando se empleen losas prefabricadas o cuando el pretensado de la losa de hormigón se haya realizado antes de que la conexión se haya hecho efectiva, deben emplearse el coeficiente de fluencia y los valores de retracción correspondiente al instante en el que se haya hecho efectiva la acción mixta.

(6) En los puentes en los que la distribución del momento flector a t_0 se vea sustancialmente modificada por la fluencia, por ejemplo en vigas continuas de estructuras con mezcla de vanos mixtos y no mixtos, deben considerarse los efectos hiperestáticos dependientes del tiempo debidos a la fluencia, salvo en un análisis global en Estado Límite Último para elementos con todas las secciones transversales de Clase 1 o 2 y en los que no se necesite considerar el pandeo lateral por torsión. Para los efectos hiperestáticos dependientes del tiempo, el coeficiente de homogeneización puede determinarse con un coeficiente de envejecimiento Ψ_L de 0,55.

(7) Deben tenerse en cuenta los efectos isostáticos e hiperestáticos producidos por la retracción y la fluencia del ala de hormigón. Los efectos de la retracción y la fluencia del hormigón pueden despreciarse en el cálculo cuando se comprueben Estados Límite Últimos (salvo el de fatiga) en elementos mixtos con todas sus secciones transversales de Clase 1 o 2 y en los que no sea necesario considerar el pandeo lateral; para Estados Limite de Servicio, véase el apartado 7.

(8) En las zonas en las que se considere que la losa de hormigón está fisurada, pueden despreciarse los efectos isostáticos debidos a la retracción en el cálculo de los efectos hiperestáticos.

(9) En los pilares mixtos y elementos a compresión, deben considerarse los efectos de la fluencia de acuerdo con el apartado 6.7.3.4(2).

(10) Para doble acción mixta con ambas alas no fisuradas (por ejemplo, en caso de pretensado), los efectos de la retracción y la fluencia deben determinarse por métodos más precisos.

(11) La rigidez a torsión de Saint Venant de las vigas cajón debe calcularse para una sección transversal homogeneizada en la que el espesor de la losa de hormigón se reduce mediante el coeficiente de homogeneización $n_{0G} = G_a/G_c$ donde G_a y G_c son los módulos de rigidez transversal del acero estructural y el hormigón, respectivamente. Los efectos de la fluencia deben considerarse de acuerdo con el punto (2) con el coeficiente de homogeneización $n_{LG} = n_{0G}(1 + \Psi_L \varphi_t)$.

5.4.2.3 Efectos de la fisuración del hormigón

(1) Deben considerarse adecuadamente los efectos de la fisuración del hormigón.

(2) Para la determinación de los efectos de la fisuración en vigas mixtas con alas de hormigón puede utilizarse el siguiente método. Primero deben calcularse las envolventes de los esfuerzos para la combinación característica, incluyendo los efectos diferidos, véase el apartado 6.5.3 del Anejo 18, incluyendo los efectos diferidos y empleando la rigidez a flexión $E_a I_1$ de las secciones no fisuradas. Esto se define como “análisis con secciones no fisuradas”.

En las zonas en las que la tensión de tracción en la fibra extrema del hormigón debida a la envolvente de efectos globales alcance un valor superior al doble de la resistencia f_{ctm} o f_{1ctm}, véase la tabla A19.3.1 o tabla A19.11.3.1 del Anejo 19, la rigidez debe reducirse a $E_a I_2$, véase el apartado 1.5.2.12. Esta distribución de rigidez puede emplearse para Estados Límite Últimos y para Estados Límite de Servicio. A partir de este nuevo modelo, se debe determinar una nueva distribución de esfuerzos, y deformaciones si es necesario, mediante un nuevo análisis. Esto se define como “análisis con secciones fisuradas”.

(3) Podrá aplicarse el siguiente método simplificado para vigas mixtas continuas con alas de hormigón no pretensadas sobre la sección de acero, incluyendo las vigas de pórticos intraslacionales. Cuando todas las relaciones de longitud de vanos continuos adyacentes (más cortas/más largas) sean al menos 0,6, el efecto de la fisuración podrá tenerse en cuenta aplicando una rigidez a flexión $E_a I_2$ en el 15% de la luz a cada lado de cada apoyo intermedio y aplicando los valores no fisurados $E_a I_1$ en el resto.

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

(5) Salvo que se emplee un método más preciso, en tableros de vigas múltiples en los que los elementos mixtos transversales no estén sometidos a fuerzas de tracción, puede suponerse que estos elementos transversales no están fisurados.

(6) La rigidez a torsión de las vigas cajón debe calcularse para una sección transversal homogeneizada. En las zonas en las que se suponga que la losa de hormigón está fisurada a causa de la flexión, el cálculo debe realizarse suponiendo un espesor de la losa reducido a la mitad, salvo que el efecto de la fisuración se evalúe de forma más precisa.

(7) Para Estados Límite Últimos, deben considerarse los efectos de la fisuración sobre los esfuerzos rasantes en la superficie de contacto entre las secciones de acero y hormigón, de acuerdo con el apartado 6.6.2.

(8) Para Estados Límite de Servicio, los esfuerzos rasantes en el contacto entre las secciones de acero y hormigón deben calcularse mediante un análisis de secciones no fisuradas. Si, por el contrario, se tienen en cuenta los efectos de la fisuración, debe considerarse la rigidización a tracción y la sobrerresistencia del hormigón traccionado.

5.4.2.4 Fases y proceso constructivo

(1) Deberá realizarse un análisis adecuado para cubrir los efectos de la ejecución por fases, incluyendo cuando sea necesario los efectos separados de las acciones aplicadas al acero estructural y a los elementos total o parcialmente mixtos.

(2) Podrán despreciarse los efectos del proceso constructivo en el análisis en los Estados Límite Últimos distintos del de fatiga, en los elementos mixtos cuyas Clases sean 1 o 2 y en los cuales no sea necesario considerar el pandeo lateral.

5.4.2.5 Efectos térmicos

(1) Deberán tenerse en cuenta los efectos debidos a la temperatura de acuerdo con la reglamentación específica vigente.

(2) Los efectos térmicos normalmente se podrán despreciar en el análisis de los Estados Límite Últimos, que no sean el de fatiga, para elementos mixtos cuyas secciones transversales sean de Clase 1 o 2 y en los cuales no sea necesario considerar el pandeo lateral.

(3) Como simplificación en el análisis global y para la determinación de tensiones en estructuras mixtas, se podrá tomar un valor del coeficiente de dilatación térmica para el acero estructural de 10×10^{-6} $^{o}C^{-1}$. Para el cálculo de alargamientos y acortamientos del puente, debe tomarse un coeficiente de dilatación térmica de 12×10^{-6} $^{o}C^{-1}$ para todos los materiales estructurales.

5.4.2.6 Pretensado por deformaciones impuestas controladas

(1) Cuando se realiza un pretensado por deformaciones impuestas controladas (por ejemplo, con gatos en los apoyos), los efectos de las posibles variaciones de los valores hipotéticos de las deformaciones impuestas y las rigideces sobre los esfuerzos deberán considerarse en el análisis de los Estados Límite Últimos y de Servicio.

(2) Salvo que se aplique un método más preciso para la determinación de esfuerzos, los valores característicos de las acciones indirectas debidas a deformaciones impuestas podrán calcularse con los valores característicos o nominales de las propiedades de los materiales y de las deformaciones impuestas, siempre que dichas deformaciones impuestas sean controladas.

5.4.2.7 Pretensado mediante tendones

(1) Los esfuerzos producidos por el pretensado con tendones adherentes deben determinarse de acuerdo con el apartado 5.10.2 del Anejo 19 teniendo en cuenta los efectos de la fluencia y la retracción del hormigón y del hormigón fisurado, cuando corresponda.

(2) En un análisis global, las fuerzas en los tendones no adherentes deben tratarse como fuerzas exteriores. Para la determinación de las fuerzas en tendones no adherentes permanentes, deben tenerse en cuenta las deformaciones de la estructura completa.

5.4.2.8 Elementos a tracción en puentes mixtos

(1) En esta cláusula, *elemento de hormigón a tracción* significa tanto:

(a) un elemento aislado de hormigón armado traccionado trabajando junto con un elemento traccionado de acero estructural, con conexión a rasante únicamente en los extremos del elemento, que provoca una fuerza de tracción global en el elemento de hormigón a tracción; como

(b) la parte de hormigón armado de un elemento mixto con conexión a rasante a lo largo del elemento (*un elemento mixto a tracción*) sometido a tracción longitudinal.

Ejemplos típicos son los arcos atirantados y celosías, donde los elementos de hormigón o mixtos actúan como elementos a tracción en el sistema mixto principal.

(2) Para la determinación de los esfuerzos en un elemento traccionado, debe considerarse el comportamiento no lineal debido a la fisuración del hormigón y los efectos de la rigidización por la colaboración del hormigón entre fisuras, para el análisis global de los Estados Límite Últimos y de Servicio y así como para el estado límite de fatiga. Deben tenerse en cuenta los efectos que resultan de la sobrerresistencia del hormigón en tracción.

(3) Para el cálculo de los esfuerzos del *elemento de hormigón a tracción*, deben tenerse en cuenta los efectos de la retracción del hormigón entre fisuras. Podrán despreciarse los efectos de la retracción autógena. Por simplificación y donde se apliquen los puntos (6) y (7), debe usarse la deformación libre por retracción del elemento no fisurado en la determinación de los efectos hiperestáticos debidos a la retracción.

(4) Salvo que se emplee un método más preciso acorde con los puntos (2) y (3), puede utilizarse el método simplificado acorde con el punto (5). Alternativamente, son de aplicación los métodos de los puntos (6) y (7).

(5) Pueden despreciarse los efectos de la rigidización por la colaboración del hormigón entre fisuras si, en el análisis global, los esfuerzos del *elemento de hormigón a tracción* se determinan mediante un análisis de secciones no fisuradas y los esfuerzos de los elementos de acero se determinan mediante un análisis de secciones fisuradas.

(6) Los esfuerzos en arcos atirantados con *elementos aislados de hormigón armado a tracción* con conexión a rasante únicamente en los extremos del elemento pueden determinarse como sigue:

- determinación de los esfuerzos de la estructura de acero con una rigidez longitudinal efectiva $(EA_s)_{eff}$ del elemento de hormigón fisurado a tracción de acuerdo con la ecuación (5.6-1),

$$(EA_s)_{eff} = \frac{E_s A_s}{1-0.35/(1+n_0\rho_s)} \qquad (5.6\text{-}1)$$

donde n_0 es el coeficiente de homogeneización para cargas instantáneas de acuerdo con el apartado 5.4.2.2(2), A_s es la armadura longitudinal del elemento de hormigón traccionado dentro del ancho eficaz y ρ_s es la cuantía de armadura $\rho_s = A_s/A_c$ determinada con el área efectiva de la sección transversal de hormigón A_c,

- los esfuerzos axiles del elemento de hormigón a tracción $N_{Ed,serv}$ para el Estado Límite de Servicio y $N_{Ed,ult}$ para el Estado Límite Último se obtienen mediante,

  $N_{Ed,serv} = 1{,}15 A_c f_{ct,eff}(1 + n_0\rho_s)$ (5.6-2)

  $N_{Ed,ult} = 1{,}45\ A_c f_{ct,eff}(1 + n_0\rho_s)$ (5.6-3)

  donde $f_{ct,eff}$ es la resistencia a tracción efectiva del hormigón.

  Salvo que se compruebe mediante métodos más precisos, la resistencia a tracción efectiva puede tomarse como $f_{ct,eff} = 0{,}7\ f_{ctm}$ cuando el *elemento de hormigón a tracción* esté simultáneamente trabajando como viga y sometido a efectos globales y locales combinados.

(7) Para *elementos mixtos a tracción* sometidos a esfuerzos axiles y momentos flectores, las propiedades de la sección transversal fisurada y el axil de la parte de hormigón armado de la sección mixta deben determinarse con la rigidez longitudinal efectiva de la armadura de acuerdo con (5.6-1). Si los axiles de la parte de hormigón armado del elemento no superan los valores dados por las ecuaciones (5.6-2) y (5.6-3), estos valores deben emplearse en el cálculo. Las tensiones en la armadura pasiva deben determinarse con estos esfuerzos, pero teniendo en cuenta el área A_s de la sección transversal real de la armadura.

5.4.2.9 Tableros de puentes con vigas de acero embebidas

(1) Cuando la definición de los detalles constructivos sea acorde con el apartado 6.3, podrán despreciarse los efectos del deslizamiento entre el hormigón y las vigas de acero y los efectos del arrastre por cortante en el comportamiento a flexión longitudinal. Debe despreciarse la contribución del encofrado apoyado en las vigas de acero que se convierte en parte permanente de la construcción.

(2) Cuando la distribución de las cargas aplicadas después del endurecimiento del hormigón no sea uniforme en la dirección transversal a la luz de las vigas embebidas, el análisis deberá considerar la distribución transversal de las fuerzas debidas a la diferencia de deformación entre vigas embebidas adyacentes y de la rigidez a flexión transversal a la viga embebida, salvo que se compruebe que se obtiene una precisión suficiente con el análisis simplificado que suponga un comportamiento rígido en la dirección transversal.

(3) Deben tenerse en cuenta los efectos descritos en el punto (2) mediante el uso de uno de los siguientes métodos de análisis:

- modelizado mediante una losa ortótropa por abstracción de las vigas de acero,
- considerando el hormigón como discontinuo formando un emparrillado con elementos que tengan rigidez a flexión y a torsión, donde la rigidez a torsión de la sección de acero pueda despreciarse. Para la determinación de los esfuerzos en la dirección transversal, la rigidez a flexión y a torsión de los elementos transversales de hormigón puede tomarse como el 50% de la rigidez no fisurada,
- utilizando los métodos generales de acuerdo con el apartado 5.4.3.

El valor nominal del coeficiente de Poisson del hormigón puede tomarse como cero para los Estados Límite Últimos y como 0,2 para los Estados Límite de Servicio.

(4) Los esfuerzos deben determinarse mediante análisis elásticos, despreciando la redistribución de esfuerzos producida por la fisuración del hormigón.

(5) Los momentos flectores negativos en apoyos intermedios de vigas continuas embebidas con secciones transversales de Clase 1 pueden redistribuirse en los Estados Límite Últimos (salvo el de fatiga) en un porcentaje no superior al 15% para tener en cuenta el comportamiento inelástico de los

materiales. En todos los casos de carga, los esfuerzos tras la redistribución deben estar en equilibrio con las cargas.

(6) Los efectos de la fluencia sobre las deformaciones pueden tenerse en cuenta de acuerdo con el apartado 5.4.2.2. Podrán despreciarse los efectos de la retracción del hormigón.

(7) Para la determinación de flechas y contraflechas en Estado Límite de Servicio así como para el análisis dinámico, la rigidez a flexión efectiva de los tableros de vigas embebidas puede tomarse como:

$$E_a I_{eff} = 0.5(E_a I_1 + E_a I_2) \qquad (5.6\text{-}4)$$

donde I_1 e I_2 son los valores del momento de inercia de la sección mixta sin fisurar y fisurada sometida a flexión positiva como se define en los apartados 1.5.2.11 y 1.5.2.12. La inercia de la sección transversal I_2 debe calcularse con la sección transversal efectiva del acero estructural, la armadura y el hormigón comprimido. El área del hormigón comprimido puede determinarse mediante la distribución plástica de tensiones.

(8) Se pueden despreciar las influencias de las diferencias y gradientes de temperatura, salvo para la determinación de flechas en puentes de ferrocarril sin capa de balasto puentes de ferrocarril con vía sobre losa sin balasto.

5.4.3 Análisis global no lineal para puentes

(1) Puede utilizarse un análisis no lineal. No se dan reglas de aplicación.

(2) Debe tenerse en cuenta el comportamiento de la unión a rasante.

(3) Deben considerarse los efectos de la geometría deformada de la estructura.

5.4.4 Combinación de efectos de acciones globales y locales

(1) Deben añadirse los efectos de las acciones globales y locales empleando un coeficiente de combinación.

En el caso de forjados de losa ortótropa de carretera serán de aplicación los criterios establecidos en el Apéndice E del Anejo 29. En otros casos los efectos locales y globales se superpondrán utilizando su valor total, salvo en el caso de que se justifique una reducción mediante un estudio específico acorde con el nivel de fiabilidad requerido.

5.5 Clasificación de secciones transversales

5.5.1 Generalidades

(1) El sistema de clasificación definido en el apartado 5.5.2 del Anejo 22 del Código Estructural es de aplicación en las secciones transversales de vigas mixtas.

(2) Una sección mixta debe clasificarse de acuerdo con la clase menos favorable de sus elementos comprimidos de acero. La clase de una sección mixta depende, normalmente, de la dirección del momento flector sobre esa sección.

(3) Un elemento de comprimido de acero coaccionado mediante fijaciones a un elemento de hormigón armado puede considerarse de una clase más favorable siempre que se haya demostrado que se ha producido una mejora en su comportamiento.

(4) Para la clasificación, debe utilizarse la distribución plástica de tensiones, salvo en el límite entre las Clases 3 y 4, donde se deberá emplear una distribución elástica de tensiones teniendo en cuenta las fases de construcción y los efectos de la retracción y la fluencia. Para la clasificación, deben emplearse los valores de cálculo de las resistencias de los materiales. Debe despreciarse el hormigón a tracción.

La distribución de tensiones debe determinarse para la sección transversal bruta del alma de acero y de las alas eficaces.

(5) Para secciones transversales de Clase 1 y 2 con armaduras pasivas traccionadas, la armadura dispuesta dentro del ancho eficaz debe tener una ductilidad especificada para los aceros tipo S y SD (véase tabla 34.2.a). Adicionalmente, para una sección cuyo momento resistente se determine mediante los apartados 6.2.1.2, 6.2.1.3 o 6.2.1.4, debe disponerse dentro del ancho eficaz del ala de hormigón, un área mínima de armadura A_s que satisfaga la siguiente condición:

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

con:

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

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/mm^{2,}

f_{sk} es el valor característico del límite elástico de la armadura pasiva

f_{ctm} es el valor medio de la resistencia a tracción del hormigón, véase la tabla A19.3.1 o la tabla A19.11.3.1 del Anejo 19

k_c es un coeficiente dado 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 un giro de rótula plástica.

(6) Las mallas electrosoldadas no deben incluirse en la sección eficaz, cuando se dispongan dentro de una losa de hormigón, salvo que se haya demostrado que tienen una ductilidad suficiente para asegurar que no se produce su rotura frágil.

(7) En un análisis global por fases de construcción, deberá tenerse en cuenta la clase de la sección de acero en la fase considerada.

5.5.2 Clasificación de secciones mixtas no embebidas en hormigón

(1) Un ala de acero comprimida que esté coaccionada a pandeo por conexión eficaz con el ala de hormigón mediante conectadores podrá suponerse de Clase 1 si el espacio entre conectadores cumple con lo establecido en el apartado 6.6.5.5.

(2) La clasificación de otras alas y almas de acero comprimidas en vigas mixtas no embebidas en hormigón deberá cumplir con lo establecido en la tabla A22.5.2 del Anejo 22 del Código Estructural. El elemento que no cumpla los límites para Clase 3 se considerará como de Clase 4.

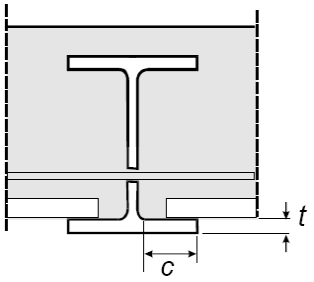
(3) Las secciones transversales con almas de Clase 3 y alas de Clases 1 o 2 podrán tratarse como una sección eficaz de Clase 2 con un alma eficaz de acuerdo con el apartado 6.2.2.4 del Anejo 22 del Código Estructural.

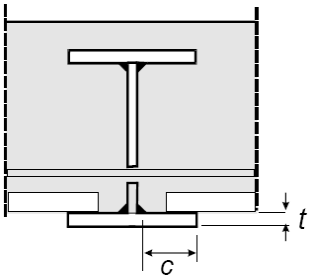
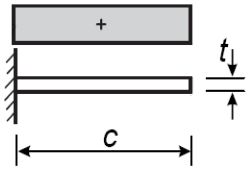
5.5.3 Clasificación de secciones para puentes con tablero de vigas de acero embebidas

(1) El ala exterior de acero de una sección mixta debe clasificarse de acuerdo con la tabla A32.5.2.

(2) Un alma de Clase 3 que esté embebida en hormigón puede representarse mediante un alma eficaz de la misma sección transversal de Clase 2.

Tabla A32.5.2 Valores máximos de c/t para alas de vigas embebidas

<table>
<tr>
<td colspan="3">perfil laminado


perfil soldado

</td>
<td>

Distribución de tensiones (compresión positiva)</td>
</tr>
<tr>
<td>Clase</td>
<td>Tipo</td>
<td>Límite máximo (c/t)</td>
<td rowspan="4">$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$ con f_y en N/mm²</td>
</tr>
<tr>
<td>1</td>
<td rowspan="3">Laminado o soldado</td>
<td>$c/t \leq 9\varepsilon$</td>
</tr>
<tr>
<td>2</td>
<td>$c/t \leq 14\varepsilon$</td>
</tr>
<tr>
<td>3</td>
<td>$c/t \leq 20\varepsilon$</td>
</tr>
</table>

6 Estados Límite Últimos

6.1 Vigas

6.1.1 Vigas en puentes. Generalidades

(1) En las vigas mixtas debe comprobarse:

- la resistencia de la sección transversal (véanse los apartados 6.2 y 6.3),
- la resistencia a pandeo lateral por torsión (véase el apartado 6.4),
- la resistencia a la abolladura por cortante y a fuerzas aplicadas en el plano de las almas (véanse los apartados 6.2.2 y 6.5),
- la resistencia a rasante (véase el apartado 6.6),
- la resistencia a fatiga (véase el apartado 6.8).

6.1.2 Ancho eficaz para la comprobación de secciones transversales

(1) El ancho eficaz del ala de hormigón debe determinarse, para la comprobación de la sección transversal, de acuerdo con el apartado 5.4.1.2, teniendo en cuenta la distribución del ancho eficaz entre apoyos y en las regiones de centro de vano.

6.2 Resistencia de secciones transversales de vigas

6.2.1 Resistencia a flexión

6.2.1.1 Generalidades

(1) La resistencia de cálculo a flexión debe determinarse con la teoría rígido-plástica únicamente cuando la sección transversal mixta eficaz sea de Clase 1 o de Clase 2 y cuando no se utilice un pretensado con tendones.

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

(3) En análisis elástico y teoría no lineal, puede suponerse que la sección mixta se mantiene plana si los conectadores y la armadura transversal se calculan de acuerdo con el apartado 6.6, considerando la adecuada distribución del valor de cálculo de la fuerza rasante.

(4) Se despreciará la resistencia a tracción del hormigón.

(5) Cuando la sección de acero de un elemento mixto sea curva en planta, deben tenerse en cuenta los efectos de la curvatura.

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

(1) En el cálculo de $M_{pl,Rd}$ deben considerarse las siguientes hipótesis:

a) hay una adherencia perfecta entre el acero estructural, la armadura pasiva y el hormigón,

b) el área eficaz del elemento de acero estructural alcanza el valor de cálculo del límite elástico f_{yd} en tracción o compresión,

c) las áreas eficaces de la armadura longitudinal a tracción y a compresión alcanzan el valor de cálculo del límite elástico f_{sd} de tracción o compresión. Alternativamente, puede despreciarse la armadura comprimida de una losa de hormigón,

d) el área eficaz del hormigón comprimido resiste una tensión de $0{,}85f_{cd}$, constante en toda la altura total entre la fibra neutra plástica y la fibra más comprimida de hormigón, donde f_{cd} es la resistencia de cálculo a compresión del hormigón en probeta cilíndrica.

La figura A32.6.2 muestra las distribuciones de tensiones plásticas más habituales.

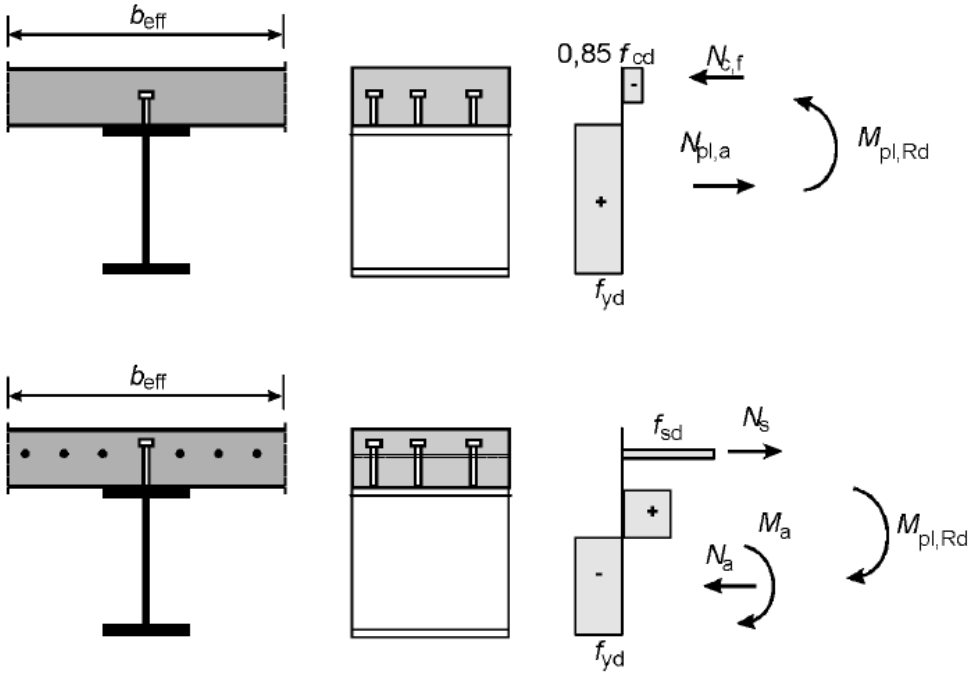


Figura A32.6.2 Ejemplos de distribuciones de tensiones plásticas en una viga mixta con una losa maciza y conexión total a rasante para flexión positiva y negativa

(2) Para secciones transversales mixtas con acero estructural S420 o S460, donde la distancia x_{pl} entre la fibra neutra plástica y la fibra extrema de la losa de hormigón comprimida exceda del 15% del

canto total h del elemento, el valor de cálculo del momento resistente M_{Rd} debe tomarse como $\beta M_{pl,Rd}$, donde β es el coeficiente de reducción dado en la figura A32.6.3. Para valores de x_{pl}/h superiores a 0,4, el momento flector resistente debe determinarse a partir del apartado 6.2.1.4 o 6.2.1.5.

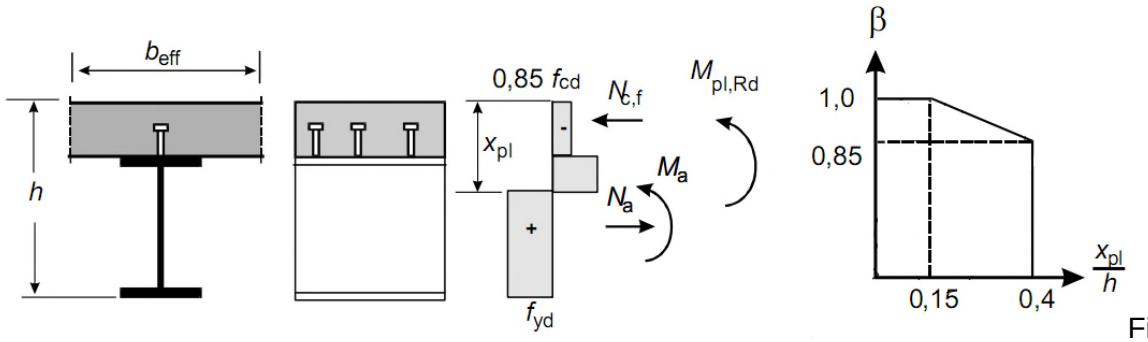


Figura A32.6.3

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

(3) Cuando se utilice la teoría plástica y la armadura pasiva esté traccionada, esta armadura debe ser acorde con el apartado 5.5.1(5).

6.2.1.3 Reglas adicionales para vigas en puentes

(1) Cuando una viga mixta esté sometida a flexión biaxial, combinación de flexión y torsión, o a efectos globales y locales combinados, debe tenerse en cuenta el apartado 6.2.1(5) del Anejo 22 del Código Estructural.

(2) Cuando se utilice el análisis elástico global en vigas continuas, M_{Ed} no debe superar $0{,}9M_{pl,Rd}$ en ninguna sección transversal de Clase 1 o 2 a flexión positiva con la losa de hormigón comprimida donde:

- la sección transversal a flexión negativa, en o cerca de un apoyo adyacente, sea de Clase 3 o 4, y
- la relación entre las longitudes de los vanos adyacentes a ese apoyo (más corto/más largo) sea inferior a 0,6.

Como alternativa, debe emplearse un análisis global que tenga en cuenta el comportamiento inelástico.

6.2.1.4 Resistencia a flexión no lineal

(1) Cuando la resistencia a flexión de una sección mixta se determine mediante la teoría no lineal, deben tenerse en cuenta las relaciones tensión-deformación de los materiales.

(2) Debe suponerse que la sección mixta se mantiene plana y que la deformación de la armadura adherente, tanto a tracción como a compresión, es la misma que la deformación media en el hormigón adyacente.

(3) La tensión en el hormigón comprimido debe calcularse a partir de las curvas tensión-deformación dadas en el apartado 3.1.7 del Anejo 19.

(4) Las tensiones en la armadura pasiva deben calcularse a partir de los diagramas bilineales recogidos en el apartado 3.2.7 del Anejo 19.

(5) Las tensiones en el acero estructural comprimido o traccionado deben calcularse a partir de los diagramas bilineales dados en el apartado 5.4.3(4) del Anejo 22 del Código Estructural y deben considerarse los efectos del método de construcción (por ejemplo, apeado o no apeado).

(6) Para secciones mixtas de Clase 1 o 2 con el ala de hormigón comprimida, el momento resistente no lineal M_{Rd} puede determinarse como una función del axil de compresión en el hormigón N_c utilizando las expresiones simplificadas (6.2) y (6.3), como se muestra en la figura A32.6.6:

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

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

con:

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

donde:

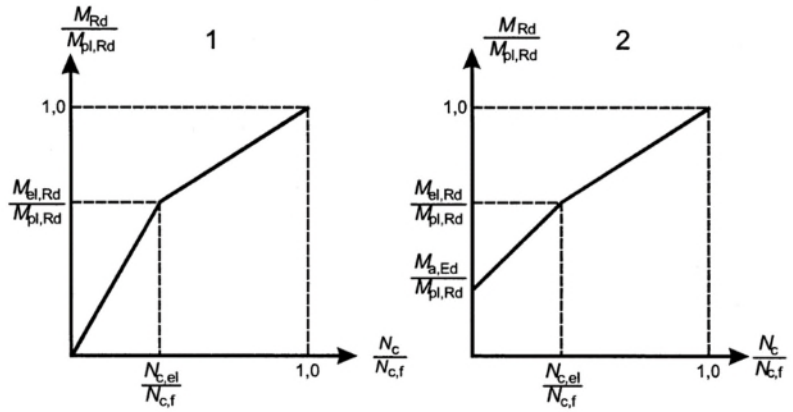
$M_{a,Ed}$ es el valor de cálculo del momento flector aplicado a la sección de acero estructural antes de la acción mixta

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

k es el coeficiente más bajo para el que se alcanza alguno de los límites de tensiones del apartado 6.2.1.5(2); cuando la construcción no es apeada, debe tenerse en cuenta la secuencia constructiva

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

Para secciones transversales en las que se aplique el apartado 6.2.1.2(2), en la expresión (6.3) y en la figura A32.6.6, en vez de $M_{pl,Rd}$, debe utilizarse el valor reducido $\beta M_{pl,Rd}$.



1 construcción apeada

2 construcción no apeada

Figura A32.6.6 Relación simplificada entre M_{Rd} y N_c para secciones con la losa de hormigón comprimida

(7) Donde se determine la resistencia a flexión de la sección mixta mediante la teoría no lineal, la tensión en el acero de pretensado debe calcularse con los diagramas de cálculo del apartado 3.3.6 del Anejo 19. Debe tenerse en cuenta la deformación inicial de cálculo en las armaduras activas cuando se esté evaluando la tensión en los tendones.

6.2.1.5 Resistencia elástica a flexión

(1) Las tensiones deben calcularse mediante la teoría elástica usando un ancho 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 debe determinarse de acuerdo con el apartado 4.3 del Anejo 25 del Código Estructural.

(2) En el cálculo de la resistencia elástica a flexión en base a la sección transversal eficaz, la tensión límite debe tomarse como:

- f_{cd} en el hormigón comprimido,
- f_{yd} en el acero estructural comprimido o traccionado,
- f_{sd} en la armadura traccionada o comprimida. Alternativamente, puede despreciarse la armadura comprimida en una losa de hormigón.

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

(4) Salvo que se emplee un método más preciso, debe tenerse en cuenta el efecto de la fluencia utilizando un coeficiente de homogeneización acorde con el apartado 5.4.2.2.

(5) En secciones transversales con el hormigón a tracción que se supone fisurado, pueden despreciarse las tensiones debidas a efectos isostáticos de retracción.

(6) Las alas comprimidas deben comprobarse a pandeo lateral por torsión de acuerdo con el apartado 6.4.

(7) Para puentes mixtos con secciones transversales de Clase 4 calculados de acuerdo con el apartado 4 del Anejo 25 del Código Estructural, la suma de las tensiones de las distintas fases de construcción y uso, calculadas sobre secciones brutas, debe emplearse para el cálculo de la sección transversal eficaz de acero en el instante considerado. Estas secciones transversales eficaces deben emplearse para la comprobación de las tensiones en la sección mixta en las distintas fases de construcción y uso.

(8) En el cálculo de la resistencia elástica a flexión basado en la sección transversal eficaz, la tensión límite en las armaduras pasivas debe tomarse como f_{pd} de acuerdo con el apartado 3.3.6 del Anejo 19. Debe tenerse en cuenta la tensión debida a la deformación inicial en las armaduras pasivas de acuerdo con el apartado 5.10.8 del Anejo 19.

(9) Se podrá emplear tanto el método expuesto en los apartados 6.2.1.5(7) y 6.2.1.5(8), relativo al ancho eficaz, como el método alternativo de tensiones reducidas expuesto en el apartado 10 del Anejo 25 del Código Estructural.

6.2.2 Resistencia a cortante vertical

6.2.2.1 Alcance

(1) El apartado 6.2.2 es de aplicación a vigas mixtas con secciones de acero estructural laminado o soldado de alma llena, que puede estar rigidizada.

6.2.2.2 Resistencia plástica a cortante vertical

(1) La resistencia a cortante vertical $V_{pl,Rd}$ debe tomarse como la resistencia de la sección de acero estructural $V_{pl,a,Rd}$ salvo que se haya establecido un valor para la contribución de la parte de hormigón armado de la viga.

(2) El valor de cálculo de la resistencia plástica a cortante $V_{pl,a,Rd}$ de la sección de acero estructural debe determinarse de acuerdo con el apartado 6.2.6 del Anejo 22 del Código Estructural.

6.2.2.3 Resistencia a abolladura por cortante

(1) La resistencia a abolladura por cortante $V_{b,Rd}$ de un alma de acero no embebida debe determinarse de acuerdo con el apartado 5 del Anejo 25 del Código Estructural.

(2) No debe tenerse en cuenta la contribución de la losa de hormigón, salvo que se utilice un método más preciso que el apartado 5 del Anejo 25 del Código Estructural y salvo que la conexión a rasante se calcule para la fuerza vertical correspondiente.

6.2.2.4 Flexión y cortante vertical

(1) Cuando es esfuerzo cortante vertical V_{Ed} supere la mitad de la resistencia a cortante V_{Rd} por el menor de los valores entre $V_{pl,Rd}$ del apartado 6.2.2.2 y $V_{b,Rd}$ del apartado 6.2.2.3, debe considerarse su efecto sobre el momento resistente.

(2) Para secciones transversales de Clase 1 o 2, puede tenerse en cuenta la influencia del cortante vertical en la resistencia a flexión 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 A32.6.7 donde:

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

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

(3) Para secciones transversales de Clases 3 y 4, es aplicable el apartado 7.1 del Anejo 25 del Código Estructural utilizando M_{Ed} el momento flector total en la sección considerada y tanto $M_{pl,Rd}$ como $M_{f,Rd}$ para la sección mixta.

(4) No debe tenerse en cuenta el cambio de posición de la fibra neutra plástica de la sección transversal producido por el límite elástico reducido de acuerdo con el punto (2) cuando se clasifique el alma de acuerdo con el apartado 5.5.

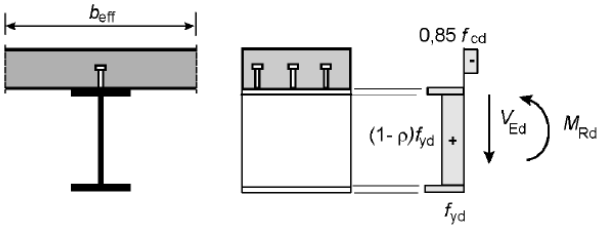


Figura A32.6.7 Distribución plástica de tensiones modificada por el efecto del cortante vertical

6.2.2.5 Reglas adicionales para vigas de puentes

(1) Cuando se aplique el apartado 5.4(1) del Anejo 25 del Código Estructural para una viga con un ala mixta, la dimensión del ala no mixta puede emplearse, incluso si esta es el ala de acero más larga. El esfuerzo axil N_{Ed} del apartado 5.4(2) del Anejo 25 del Código Estructural debe tomarse como el esfuerzo axil que actúa sobre la sección mixta. En alas mixtas, debe emplearse el área eficaz.

(2) Para el cálculo de $M_{f,Rd}$ del apartado 7.1(1) del Anejo 25 del Código Estructural, debe emplearse el valor de cálculo de la resistencia plástica a flexión de la sección mixta eficaz excluyendo el alma de acero.

(3) Para el cortante vertical en el ala de hormigón de una sección mixta, es de aplicación el apartado 6.2.2 del Anejo 21.

Se utilizarán los valores $C_{Rd,c} = 0{,}15/\gamma_C$ y $k_1 = 0{,}12$ en la expresión utilizada en el apartado 6.2.2 del Anejo 19, tomando la tensión $\sigma_{cp,0} = -1{,}85$ N/mm^2.

6.3 Tableros con vigas de acero embebidas

6.3.1 Alcance

(1) Los apartados 6.3.1 a 6.3.5 son aplicables a los tableros definidos en el apartado 1.5.2.14. En la figura A32.6.8 se muestra una sección transversal típica de un tablero de vigas embebidas con encofrado perdido no colaborante. No se dan reglas de aplicación para vigas completamente embebidas.

(2) Las vigas de acero pueden ser perfiles laminados o perfiles soldados con una sección transversal constante. Para perfiles soldados, tanto el ancho de las alas como la altura del alma deben estar comprendidos entre los intervalos disponibles para perfiles laminados en H o en I.

(3) Los vanos pueden ser simplemente apoyados o continuos. Los apoyos pueden ser rectos o esviados.

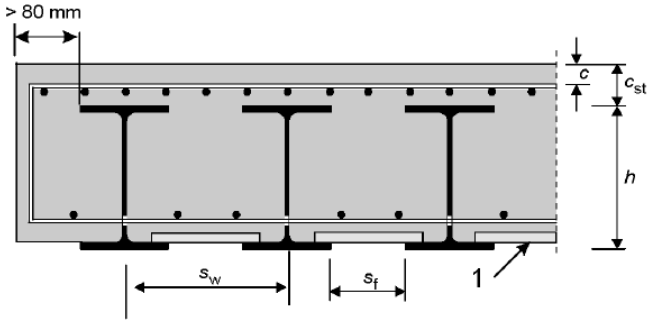


Figura A32.6.8 Sección transversal típica de un tablero con vigas de acero embebidas

(4) Los tableros con vigas de acero embebidas deben cumplir lo siguiente:

- las vigas de acero no presenten curvatura en planta,
- el ángulo de esviaje θ no debe ser superior a 30º (el valor $\theta = 0$ corresponde a un tablero no esviado),
- la altura nominal h de las vigas de acero cumple que: 210 mm $\leq h \leq$ 1100 mm,
- la distancia s_w entre las almas de las vigas de acero no debe superar el menor de los valores $h\ /\ 3 + 600\ mm$ o $750\ mm$, donde h es la altura nominal de las vigas de acero en mm,
- el recubrimiento de hormigón c_{st} sobre las vigas de acero cumple las condiciones:

  $c_{st} \geq 70\ mm,$ $c_{st} \leq 150\ mm,$ $c_{st} \leq h/3,$ $c_{st} \leq x_{pl} - t_f,$

  donde x_{pl} es la distancia entre la fibra neutra plástica a flexión positiva y la fibra extrema en el hormigón comprimido, y t_f es el espesor del ala de acero,
- el recubrimiento de hormigón que cubre el lateral de las alas de acero embebidas no es inferior a 80 mm,
- la distancia libre s_f entre las alas superiores de las vigas de acero no es inferior a 150 mm, para permitir el vertido y compactación del hormigón,
- la base del ala inferior de las vigas de acero no está embebida,
- una capa inferior de armadura pasiva transversal atraviesa las almas de las vigas de acero y se ancla más allá del final de las vigas de acero y en cada extremo de cada barra, de forma que se alcance su límite elástico de acuerdo con el apartado 8.4 del Anejo 19; se emplean barras

corrugadas de acuerdo con el apartado 3.2.2 el Apéndice C del Anejo 19; su diámetro no es inferior a 16 mm y su separación no es superior a 300 mm,

- se utiliza hormigón de densidad normal,
- debe decaparse la superficie de las vigas de acero. La base, las superficies superiores y los bordes del ala inferior de las vigas de acero deben protegerse frente a la corrosión,
- para puentes de carreteras y ferrocarril, los huecos en las almas de las secciones de acero deben realizarse mediante taladros.

6.3.2 Generalidades

(1) Los tableros con vigas de acero embebidas deben calcularse a Estado Límite Último de acuerdo con los apartados 6.3.2 a 6.3.5 y a Estado Límite de Servicio de acuerdo con el apartado 7.

(2) Las vigas de acero con uniones atornilladas y/o soldadas deben comprobarse a fatiga.

(3) Las secciones transversales mixtas deben clasificarse de acuerdo con el apartado 5.5.3.

(4) No necesitan disponerse conexiones mecánicas de cortante.

6.3.3 Momentos flectores

(1) El valor de cálculo del momento resistente de las secciones transversales mixtas debe determinarse de acuerdo con el apartado 6.2.1. Cuando el esfuerzo cortante vertical $V_{a,Ed}$ de la sección de acero supere la mitad de la resistencia a cortante dada en el apartado 6.3.4, debe considerarse su efecto en el momento resistente de acuerdo con el apartado 6.2.2.4(2) y (3).

(2) La resistencia de cálculo de las secciones de hormigón armado a los momentos flectores transversales debe determinarse de acuerdo con el Anejo 21.

6.3.4 Cortante vertical

(1) La resistencia a cortante vertical de la sección transversal mixta debe tomarse como la resistencia de la sección de acero estructural $V_{pl,a,Rd}$, salvo que el valor de la contribución del hormigón armado se haya establecido de acuerdo con el Anejo 21.

(2) Salvo que se emplee un análisis más preciso, la parte $V_{c,Ed}$ del cortante vertical total V_{Ed} que actúa sobre la parte de hormigón armado puede tomarse como $V_{c,Ed} = V_{Ed}(M_{s,Rd}/M_{pl,Rd})$, con $M_{s,Rd} = N_s z_s = A_s f_{sd} z_s$. El brazo mecánico z_s se muestra en la figura A32.6.9 para un tablero de vigas de acero embebidas de Clase 1 o 2.

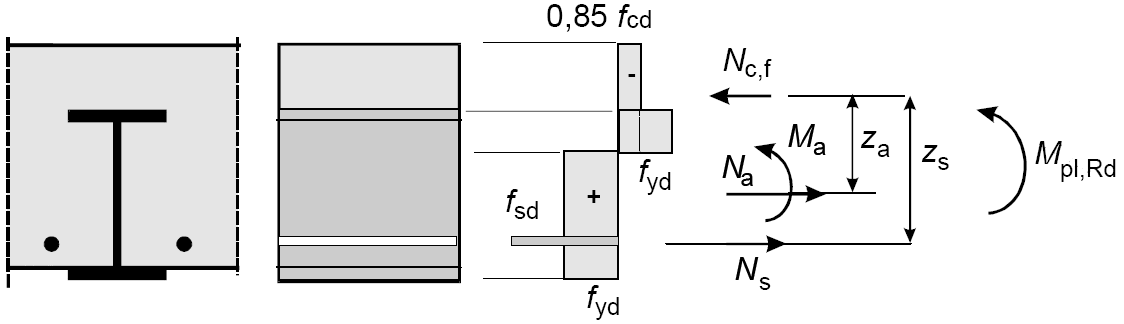


Figura A32.6.9 Distribución de tensiones en M_{Rd} para parte de un tablero con vigas de acero embebidas de Clase 1 o 2

(3) El valor de cálculo de la resistencia a cortante vertical de las secciones de hormigón armado entre vigas embebidas debe comprobarse de acuerdo con los Anejos 19 y 21.

6.3.5 Resistencia y estabilidad de las vigas de acero durante la ejecución

(1) Las vigas de acero deben comprobarse antes del endurecimiento del hormigón de acuerdo con los Anejos 22 y 29 del Código Estructural.

6.4 Pandeo lateral por torsión en vigas mixtas

6.4.1 Generalidades

(1) El ala de acero unida a una losa de hormigón o mixta por una conexión a rasante de acuerdo con el apartado 6.6 se podrá suponer estable lateralmente, siempre que se evite la inestabilidad lateral de la losa de hormigón.

(2) Deberá comprobarse la estabilidad lateral de todas las demás alas de acero comprimidas.

(3) Los métodos establecidos en los apartados 6.3.2.1 a 6.3.2.3 del Anejo 22 del Código Estructural y, de forma más general, en el apartado 6.3.4 de ese anejo, serán de aplicación a la sección transversal de acero en base a los esfuerzos de la sección mixta, teniendo en cuenta los efectos del proceso constructivo de acuerdo con el apartado 5.4.2.4. Podrán considerarse las coacciones laterales y elásticas a torsión a nivel de conexión a rasante con la losa de hormigón.

6.4.2 Vigas en puentes con secciones transversales de canto constante de Clase 1, 2 o 3

(1) Para vigas con una sección transversal de acero de canto constante de Clase 1, 2 o 3, arriostradas de acuerdo con el punto (5) de este apartado, el valor de cálculo del momento resistente a pandeo deberá tomarse como:

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

donde:

χ_{LT} es el coeficiente de reducción para pandeo lateral por torsión correspondiente a la esbeltez relativa $\bar{\lambda}_{LT}$

M_{Rd} es el valor de cálculo del momento resistente en la sección transversal correspondiente.

Los valores del coeficiente de reducción χ_{LT} podrán obtenerse del apartado 6.3.2 del Anejo 22 del Código Estructural.

(2) Para secciones transversales de Clase 1 o 2, $M_{Rd} = M_{pl,Rd}$, determinado de acuerdo con el apartado 6.2.1.2.

(3) Para secciones transversales de Clase 3, M_{Rd} debe tomarse como el $M_{el,Rd}$ dado en la expresión (6.4), pero tomándolo como el menor entre el valor de cálculo del momento flector que produzca la tensión a tracción f_{sd} en la armadura pasiva o el que produzca la tensión f_{yd} en la fibra extrema de la sección de acero.

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

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

donde:

M_{Rk} es el momento resistente de la seción mixta utilizando los valores característicos de las propiedades del material y el método especificado para M_{Rd}

M_{cr} es el momento elástico crítico a pandeo lateral por torsión determinado en la sección transversal correspondiente.

(5) Cuando la losa esté unida a uno o más elementos de apoyo de acero aproximadamente paralelos a la viga mixta considerada y se satisfagan las condiciones (a) y (b) siguientes, el cálculo del momento elástico crítico M_{cr} podrá basarse en el modelo de "pórtico continuo en U invertida". Como muestra la figura A32.6.10, este modelo tiene en cuenta la flexión del alma de acero, producida por el desplazamiento lateral del ala inferior, y el giro del ala superior.

a) El ala superior del elemento de acero se une a la losa de hormigón armado mediante conectadores, de acuerdo con el apartado 6.6.

b) En cada apoyo del elemento de acero, el ala inferior se arriostra lateralmente y el alma se rigidiza. En cualquier otro punto, el alma no está rigidizada.

(6) Al nivel del ala superior de acero, podrá adoptarse la rigidez al giro por unidad de longitud de la viga de acero k_s para representar el modelo de pórtico en U mediante una única viga:

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

donde:

k_1 es la rigidez a flexión de la losa de hormigón fisurada en la dirección transversal a la viga de acero, que se podrá tomar como:

$$k_1 = \alpha E_a I_2 / a \qquad (6.9)$$

donde $\alpha = 2$ si se calcula k_1 de una viga de borde, con o sin voladizo, y $\alpha = 3$ para una viga interior. Para vigas interiores en un tablero de puente con cuatro o más vigas similares, puede emplearse $\alpha = 4$

a es la separación entre vigas paralelas

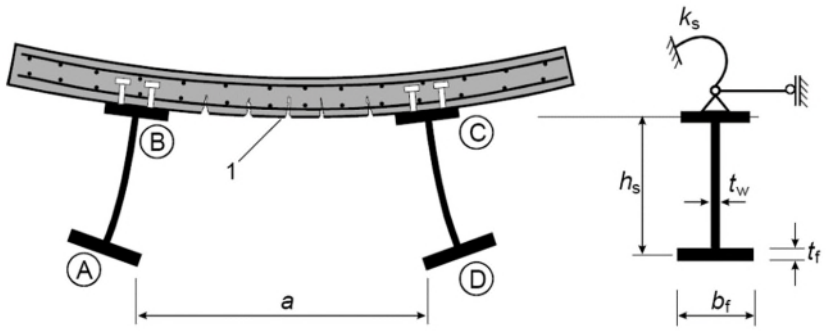
$E_a I_2$ es la rigidez a flexión "fisurada" por unidad de ancho de la losa de hormigón o mixta, como se define en 1.5.2.12, donde I_2 debe tomarse como el valor mínimo entre el del centro de vano para flexión positiva y el de los elementos metálicos de apoyo para momentos negativos

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

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

donde v_a es el módulo de Poisson para el acero y h_s y t_w se definen en la figura A32.6.10.

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



1 fisuras

Figura A32.6.10 Modelo de pórtico en U

6.4.3 Métodos generales para pandeo de elementos y pórticos

6.4.3.1 Método general

(1) Para elementos mixtos fuera del campo de aplicación de los apartados 6.4.2(1) o 6.7 y para pórticos mixtos, es de aplicación el apartado 6.3.4 del Anejo 29. Para la determinación de α_{ult} y α_{crit}, deben emplearse las resistencias y rigideces adecuadas del hormigón y de los elementos mixtos, de acuerdo con los Anejos 19, 21 y los Anejos 30 y 32 respectivamente.

6.4.3.2 Método simplificado

(1) Son de aplicación los apartados 6.3.4.2 y D2.4 del Anejo 29 para las alas de acero estructural de las vigas mixtas y los cordones de las celosías mixtas. Cuando la coacción provenga del hormigón o de elementos mixtos, deben emplearse las rigideces elásticas apropiadas de acuerdo con los Anejos 19, 21 y los Anejos 30 y 32.

6.5 Esfuerzos transversales en las almas

6.5.1 Generalidades

(1) Son de aplicación las reglas dadas en el apartado 6 del Anejo 25 para determinar el valor de cálculo de la resistencia de las almas (no rigidizadas o rigidizadas) frente a esfuerzos transversales aplicados a través de las alas al ala de acero no mixta de una viga mixta y a la parte adyacente del alma.

(2) Si el esfuerzo transversal actúa en combinación con los esfuerzos flector y axil, la resistencia debe comprobarse de acuerdo con el apartado 7.2 del Anejo 25.

6.5.2 Pandeo inducido en el alma por las alas

(1) Es de aplicación el apartado 8 del Anejo 25 siempre que el área A_{fc} se tome igual al menor de los valores siguientes: al área del ala de acero no mixta o al área homogeneizada del ala de acero mixta empleando el coeficiente de homogeneización para cargas instantáneas.

6.6 Conexión a rasante

6.6.1 Generalidades

6.6.1.1 Bases de cálculo

(1) El apartado 6.6 es de aplicación a vigas mixtas y, según proceda, a otros tipos de elementos mixtos.

(2) La conexión a rasante y la armadura pasiva transversal deben disponerse de forma que transmitan el esfuerzo rasante entre el hormigón y el elemento de acero estructural, despreciando el efecto de la adherencia natural entre ambos.

(3) Los conectadores deben tener la capacidad de deformación suficiente para justificar cualquier redistribución inelástica del rasante supuesta en el cálculo.

(4) Los conectadores dúctiles son aquellos que tienen una capacidad de deformación suficiente para justificar la hipótesis de un comportamiento plástico ideal de la conexión a rasante en la estructura considerada.

(5) Un conectador puede considerarse dúctil si el valor característico de su capacidad de deslizamiento δ_{uk} es, al menos, 6 mm.

NOTA: En el Apéndice B del Anejo 30, se recoge un método de evaluación de δ_{uk}.

(6) Cuando se utilicen dos o más tipos distintos de conexiones a rasante en un mismo vano de una viga, debe tenerse en cuenta cualquier diferencia considerable en sus propiedades de carga-deslizamiento.

(7) Los conectadores deben ser capaces de evitar la separación del elemento de hormigón del elemento de acero, salvo que la separación se evite por otros medios.

(8) Para evitar la separación de la losa, los conectadores deben calcularse para resistir una tracción última 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 conectadores. Si es necesario, se deberán complementar con dispositivos de anclaje.

(9) Debe suponerse que los pernos conectadores, de acuerdo con el apartado 6.6.5.7, proporcionan la suficiente resistencia a levantamiento (despegue), salvo que la conexión a rasante esté sometida a tracción directa.

(10) Debe evitarse el fallo a rasante y rotura de la losa de hormigón producido por esfuerzos concentrados introducidos por los conectadores.

(11) Si la definición de los detalles constructivos de los conectadores es acorde con las disposiciones correspondientes del apartado 6.6.5 y la armadura transversal es acorde con el apartado 6.6.6, puede suponerse que se cumple el apartado 6.6.1.1(10).

(12) Cuando se aplique un método de interconexión distinto de los conectadores incluidos en el apartado 6.6 para transmitir el rasante entre el elemento de acero y el de hormigón, el comportamiento considerado en el cálculo debe estar basado en ensayos y complementado por un modelo conceptual. El cálculo del elemento mixto debe ajustarse, en la medida de lo posible, al cálculo de un elemento similar en el que se empleen conectadores como los incluidos en el apartado 6.6.

(13) Junto a pórticos transversales y a los rigidizadores transversales de las almas, así como para vigas cajón mixtas, deben considerarse los efectos de los momentos flectores en la superficie de contacto acero-hormigón, que actúan sobre un eje paralelo al eje de la viga de acero, producidos por deformaciones en la losa o en el elemento de acero.

6.6.1.2 Estados Límite Últimos distintos del de fatiga

(1) Para las comprobaciones en Estado Límite Último, el tamaño y la separación de los conectadores puede tomarse constante en cualquier longitud en la que el valor de cálculo del rasante por unidad de longitud no supere el valor de cálculo de la resistencia a rasante en más de un 10%. Sobre el total de esa longitud, el valor de cálculo del esfuerzo rasante total no debe superar el valor de cálculo de la resistencia a cortante total.

6.6.2 Esfuerzo rasante en vigas para puentes

6.6.2.1 Vigas en las que se utilice la teoría elástica o no lineal para la resistencia de las secciones transversales

(1) Para cualquier combinación de cargas y reparto de acciones de cálculo, el rasante por unidad de longitud en la superficie de contacto entre acero y hormigón de un elemento mixto, $v_{L,Ed,}$ debe obtenerse a partir de un intervalo de variación del esfuerzo longitudinal en el elemento de acero o en el de hormigón de la sección mixta. Cuando se emplee la teoría elástica para el cálculo de la resistencia de las secciones, puede emplearse la envolvente de cortante en la dirección correspondiente.

(2) En general, deben emplearse las propiedades elásticas de la sección no fisurada para la determinación del esfuerzo rasante, incluso cuando en el análisis global se suponga que el hormigón está fisurado. Pueden tenerse en cuenta los efectos de la fisuración del hormigón en el esfuerzo rasante, si en el análisis global y para la determinación del rasante se tienen en cuenta los efectos de la rigidización a tracción y la posible sobrerresistencia del hormigón.

(3) Cuando existan esfuerzos rasantes concentrados, deben tenerse en cuenta los efectos locales del deslizamiento longitudinal; por ejemplo, como se indica en los apartados 6.6.2.3 y 6.6.2.4. En caso contrario, pueden despreciarse los efectos del deslizamiento longitudinal.

(4) Para vigas cajón mixtas, el esfuerzo rasante en los conectadores debe incluir los efectos de la flexión y la torsión, así como, cuando corresponda, la distorsión de acuerdo con el apartado 6.2.7 del Anejo 29. Para vigas cajón con un ala calculada como una placa mixta véase el apartado 9.4.

6.6.2.2 Vigas en puentes con secciones transversales de Clase 1 o 2

(1) En elementos con secciones de Clase 1 o 2, si el valor de cálculo del momento flector total $M_{Ed,max} = M_{a,Ed} + M_{c,Ed}$ supera el momento elástico resistente $M_{el,Rd}$, debe tenerse en cuenta la no linealidad de la relación entre el cortante y el rasante en las regiones inelásticas del elemento. $M_{a,Ed}$ y $M_{c,Ed}$ se definen en el apartado 6.2.1.4(6).

(2) Este punto es de aplicación a las zonas en las que la losa de hormigón está comprimida, como se muestra en la figura A32.6.11. Los conectadores deben disponerse a lo largo de la región inelástica L_{A-B} para resistir el esfuerzo rasante $V_{L,Ed}$ que resulta de la diferencia entre los esfuerzos axiles N_{cd} y $N_{c,el}$ de la losa de hormigón en las secciones transversales B y A, respectivamente. La resistencia a flexión $M_{el,Rd}$ se define en el apartado 6.2.1.4. Si el momento flector máximo $M_{Ed,max}$ en la sección B es menor que el momento plástico resistente $M_{pl,Rd}$, el esfuerzo axil N_{cd} en la sección B puede determinarse de acuerdo con el apartado 6.2.1.4(6) y la figura A32.6.6 o, alternativamente, empleando la relación lineal simplificada acorde con la figura A32.6.11.

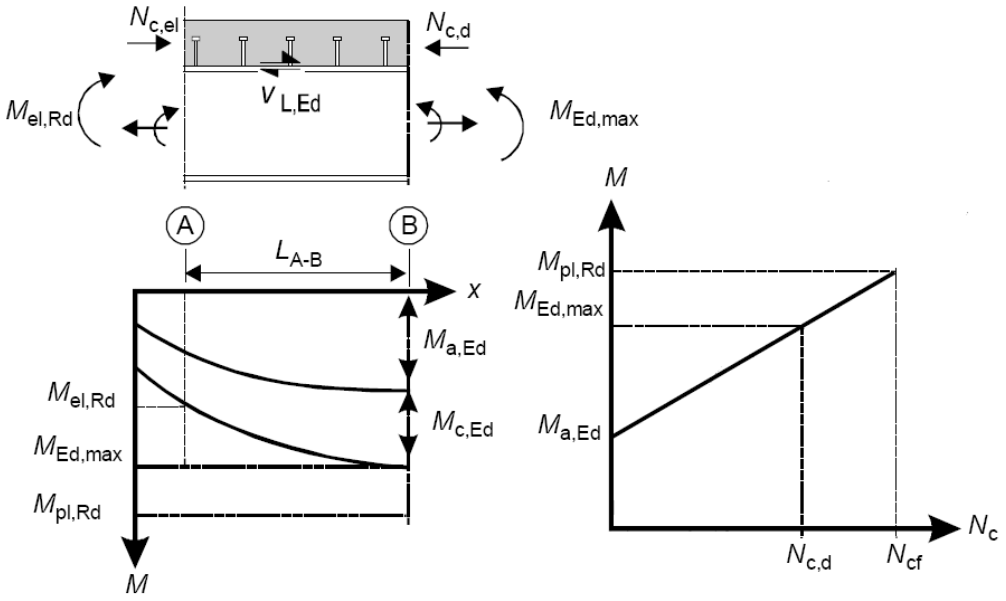


Figura A32.6.11 Determinación del rasante en vigas con comportamiento inelástico de las secciones transversales

(3) Donde se tengan en cuenta los efectos del comportamiento inelástico de una sección transversal con las losas de hormigón en tracción, los esfuerzos rasantes y su distribución deben determinarse a partir de las diferencias entre esfuerzos en la losa de hormigón armado dentro de la zona inelástica de la viga, considerando los efectos de la rigidización a tracción del hormigón entre fisuras y la posible sobrerresistencia del hormigón a tracción. Para la determinación de $M_{el,Rd}$, son de aplicación los apartados 6.2.1.4(7) y 6.2.1.5.

(4) Salvo que se emplee un método acorde con el punto (3), los esfuerzos rasantes deben obtenerse por análisis elástico con las propiedades de la sección transversal no fisurada y teniendo en cuenta los efectos de la secuencia de construcción.

6.6.2.3 Efectos locales del esfuerzo rasante concentrado debido a la introducción de esfuerzos longitudinales

(1) Cuando se aplique una fuerza F_{Ed} paralela al eje longitudinal de la viga mixta sobre el elemento de hormigón o el de acero mediante una armadura activa adherente o no adherente, la distribución del esfuerzo rasante concentrado $V_{L,Ed}$ a lo largo de la superficie de contacto entre acero y hormigón debe determinarse de acuerdo con los puntos (2) o (3). La distribución de $V_{L,Ed}$ producida por varias fuerzas F_{Ed} debe obtenerse mediante su suma.

(2) El esfuerzo $V_{L,Ed}$ puede suponerse que se distribuye a lo largo de una longitud L_v de la conexión a rasante con un esfuerzo rasante máximo por unidad de longitud dado por la ecuación (6.12) y la (figura A32.6.12a) para cargas introducidas a lo largo del ala de hormigón y por la ecuación (6.13) y la (figura A32.6.12b) para las introducidas al final del ala de hormigón.

$$v_{L,Ed,max} = V_{L,Ed}/(e_d + b_{eff}/2) \quad (6.12)$$

$$v_{L,Ed,max} = 2\,V_{L,Ed}/(e_d + b_{eff}/2) \quad (6.13)$$

donde:

b_{eff} es el ancho eficaz para el análisis global dado en el apartado 5.4.1.2

e_d es o $2e_h$, o $2e_V$ (la longitud sobre la que se aplica la fuerza F_{Ed} puede añadirse a e_d)

e_h es la distancia lateral desde el punto de aplicación de la fuerza F_{Ed} al alma de acero correspondiente, si la fuerza se aplica sobre la losa

e_v es la distancia vertical desde el punto de aplicación de la fuerza F_{Ed} al plano del conectador correspondiente, si la fuerza se aplica sobre el elemento de acero.

(3) Cuando se utilicen pernos conectadores, en los Estados Límite Últimos puede suponerse una distribución rectangular del esfuerzo cortante a lo largo de la longitud L_V de forma que, a lo largo del ala de hormigón,

$$v_{L,Ed,max} = V_{L,Ed}/(e_d + b_{eff}), \quad (6.14)$$

y en un extremo del ala,

$$v_{L,Ed,max} = 2V_{L,Ed}/(e_d + b_{eff}), \quad (6.15)$$

(4) A falta de una determinación más precisa, se puede suponer que la fuerza $F_{Ed} - V_{L,Ed}$ se difunde en el interior del elemento de hormigón o acero con un ángulo de dispersión 2β, donde $\beta = \arctan 2/3$.

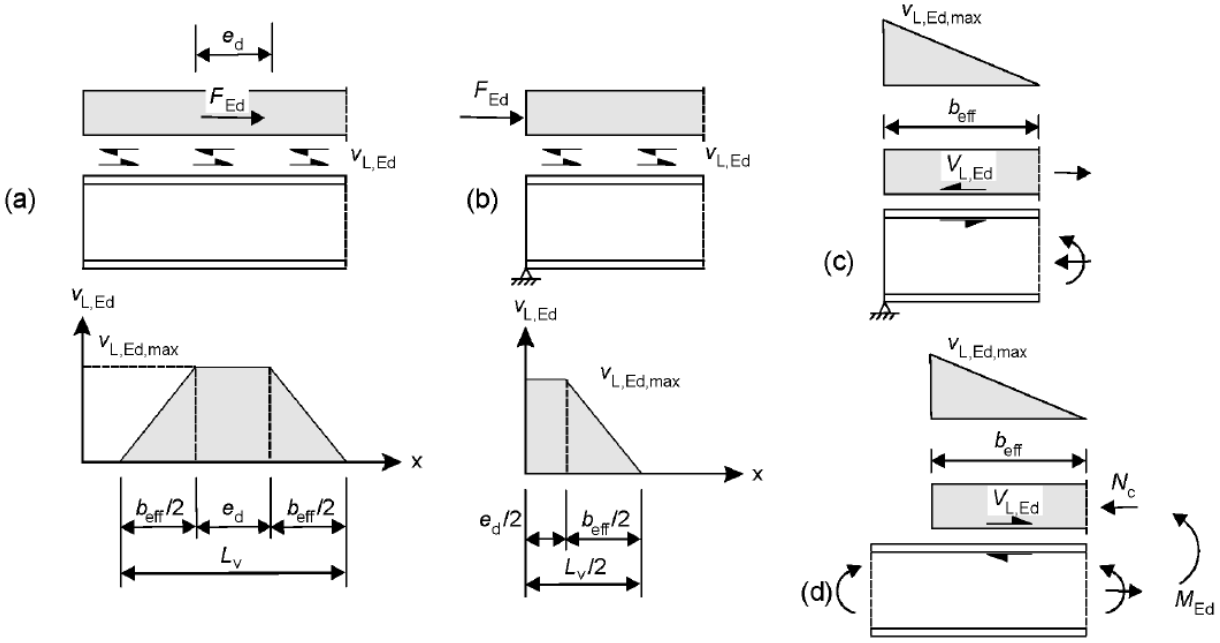


Figura A32.6.12 Distribución del rasante a lo largo de la superficie de contacto

6.6.2.4 Efectos locales de los esfuerzos rasantes concentrados en cambios bruscos de sección transversal

(1) El rasante concentrado en el extremo de la losa de hormigón, por ejemplo, el debido a los efectos isostáticos de la retracción y los efectos térmicos, debe considerarse (véase la figura A32.6.12c) y tenerse en cuenta donde corresponda, de acuerdo con el Anejo 25 del Código Estructural. Esto también es de aplicación en fases intermedias de construcción de la losa de hormigón (figura A32.6.12d).

(2) Debe tenerse en cuenta el rasante concentrado en el cambio brusco de una sección transversal, por ejemplo, en el cambio de una sección de acero a una sección mixta de acuerdo con la figura A32.6.12d.

(3) Donde los efectos isostáticos de la temperatura y la retracción causen un valor de cálculo del esfuerzo rasante $V_{L,Ed}$ que se transmita a lo largo de la superficie de contacto entre acero y hormigón

hasta cada extremo libre del elemento considerado, su distribución puede suponerse triangular y con un esfuerzo rasante máximo por unidad de longitud (figuras A32.6.12c y d)

$$v_{L,Ed,max} = 2V_{L,Ed}/b_{eff} \qquad (6.16)$$

en el extremo libre de la losa, donde b_{eff} es el ancho eficaz del análisis global, dado por el apartado 5.4.1.2(4). Donde se empleen pernos conectadores, para el Estado Límite Último puede suponerse alternativamente, que la distribución es rectangular a lo largo de la longitud b_{eff} adyacente al extremo libre de la losa.

(4) Para el cálculo de los efectos isostáticos de la retracción en fases intermedias de construcción de la losa de hormigón, la luz efectiva para la determinación del ancho b_{eff} en el apartado 6.6.2.4 debe tomarse como la longitud continua de la losa de hormigón donde la conexión a rasante es efectiva, dentro del vano considerado.

(5) Puede utilizarse la distribución dada en el punto (3) cuando, en un cambio brusco de sección transversal acorde con la figura A32.6.12d, se produce un esfuerzo rasante concentrado, producido por la fuerza N_c debida a la flexión.

(6) Debe suponerse que las fuerzas transmitidas por los conectadores se dispersan en el interior de la losa de hormigón con un ángulo de amplitud 2β, donde $\beta = \arctan 2/3$.

6.6.3 Pernos conectadores en losas macizas y hormigón de revestimiento

6.6.3.1 Resistencia de cálculo

(1) La resistencia a cortante de cálculo de un perno soldado automáticamente de acuerdo con la norma UNE-EN ISO 14555 deberá determinarse a partir de:

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

o:

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

con:

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

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

donde:

γ_V es el coeficiente parcial de seguridad, cuyo valor será $\gamma_V = 1{,}25$

d es el diámetro del vástago del perno, $16\ mm \le d \le 25\ mm$

f_u es la resistencia última a tracción específica del material del perno, no superior a $500\ N/mm^2$

f_{ck} es la resistencia característica a compresión del hormigón en probeta cilíndrica a la edad considerada, de densidad no inferior a $1.750\ kg/m^3$

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

(2) Los cordones de soldadura deberán cumplir con los requisitos establecidos en la norma UNE-EN ISO 13918.

(3) El punto (1) no es de aplicación cuando los pernos estén dispuestos de tal forma que puedan aparecer fuerzas de rotura en la dirección del espesor de la losa.

(4) Para pernos de diámetro superior a 25 mm o pernos con cordones de soldadura que no cumplen con los requisitos de la norma UNE-EN ISO 13918, la fórmula del apartado 6.6.3.1(1) debe comprobarse mediante ensayos antes de utilizarse, véase el apartado B.2 del Apéndice B del Anejo 30.

6.6.3.2 Influencia de la tracción en la resistencia a rasante

(1) Cuando los pernos conectadores se encuentren bajo esfuerzos de tracción además del rasante, deberá calcularse la fuerza a tracción de cálculo por perno F_{ten}.

(2) Si $F_{ten} \leq 0{,}1P_{Rd}$, cuando P_{Rd} es el valor de cálculo de la resistencia a cortante definida en el apartado 6.6.3.1, el esfuerzo a tracción podrá despreciarse.

(3) Si $F_{ten} > 0{,}1P_{Rd}$, la conexión no entra en el campo de aplicación del Anejo 32.

6.6.4 Pernos con cabeza que producen rotura en la dirección del espesor de la losa

(1) Cuando, en puentes, se dispongan pernos conectadores con cabeza de forma que las fuerzas de rotura puedan producirse en la dirección del espesor de la losa (véase la figura A32.6.13) y donde no haya cortante transversal, el valor de cálculo de la resistencia a rasante puede determinarse de acuerdo con el apartado 6.6.3.1(1), siempre que se cumplan los puntos (2) y (3).

NOTA: Cuando no se satisfagan las condiciones del punto (1), se pueden aplicar las reglas de cálculo recogidas en el Apéndice C.

(2) Debe disponerse armadura transversal, como se muestra en la figura A32.6.13, de forma que $e_V \geq 6d$ y que la longitud de anclaje v sea mayor o igual que $14d$.

(3) La fuerza de rotura debe resistirse con cercos, que deben calcularse para un esfuerzo de tracción de $0{,}3P_{Rd}$ por perno conectador. La separación de estos cercos no debe superar el menor valor entre $18d$ y la separación longitudinal de los conectadores.

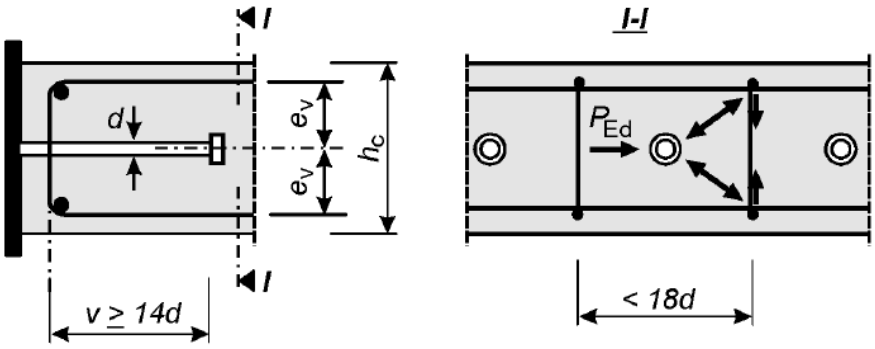


Figura A32.6.13 Armadura local para fuerzas de rotura

6.6.5 Definición de los detalles constructivos de la conexión a rasante e influencia de la ejecución

6.6.5.1 Resistencia a la separación

(1) La superficie de un conectador que resiste las fuerzas de separación (por ejemplo, la cara inferior de la cabeza de un perno) debe extenderse no menos de 30 mm sobre la armadura inferior, véase la figura A32.6.14.

6.6.5.2 Recubrimiento y hormigonado de puentes

(1) La definición de los detalles constructivos de los conectadores debe ser tal que permita la adecuada compactación del hormigón alrededor de la base del conectador.

(2) El recubrimiento sobre los conectadores no debe ser inferior al requerido para la armadura adyacente en la misma superficie de hormigón.

(3) En la ejecución, debe exigirse que la velocidad y la secuencia de hormigonado sean tales que el hormigón parcialmente endurecido no se dañe como resultado de la acción mixta limitada que tiene lugar por la deformación de las vigas de acero bajo las sucesivas operaciones de hormigonado. Cuando sea posible, no debe imponerse una deformación a la conexión a rasante hasta que el hormigón no haya alcanzado una resistencia en probeta cilíndrica de, al menos, 20 N/mm^2.

6.6.5.3 Armadura local de la losa

(1) Cuando la conexión a rasante sea adyacente al borde longitudinal de la losa de hormigón, la armadura transversal dispuesta de acuerdo con el apartado 6.6.6 debe anclarse completamente en el hormigón entre el borde de la losa y la fila contigua de conectadores.

(2) Para evitar la rotura longitudinal de la losa de hormigón producida por los conectadores, deben aplicarse las siguientes recomendaciones adicionales cuando la distancia desde el borde del ala de hormigón al eje de la fila más cercana de conectadores sea inferior a 300 mm:

a) debe sustituirse la armadura transversal por barras en U dispuestas alrededor de los conectadores,

b) donde se empleen pernos con cabeza como conectadores, la distancia desde el borde del ala de hormigón al centro del perno más cercano no debe ser inferior a $6d$, donde d es el diámetro nominal del perno, y las barras en U no deben tener un diámetro inferior a $0{,}5d$; y

c) las barras en U deben disponerse lo más bajo posible siempre que se garantice un recubrimiento inferior suficiente.

(3) En el extremo de un voladizo mixto, debe disponerse la armadura local suficiente para transmitir los esfuerzos de los conectadores a la armadura longitudinal.

6.6.5.4 Nervios distintos de los constituidos por chapa nervada

(1) Cuando se emplee un nervio de hormigón entre la sección de acero y la base de la losa de hormigón, los lados del nervio deben quedar fuera de una línea de 45º trazada desde el borde exterior del conectador, véase la figura A32.6.14.

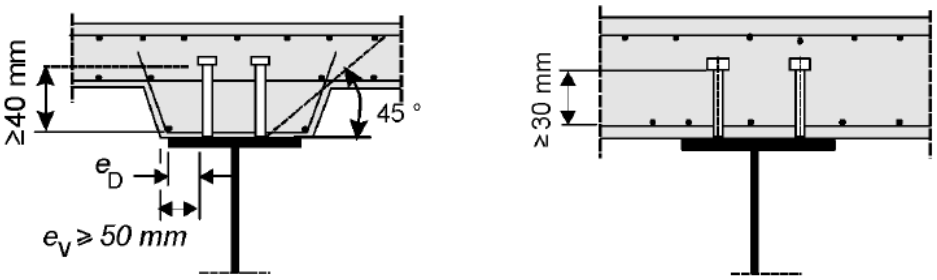


Figura A32.6.14 Definición de los detalles constructivos

(2) El recubrimiento nominal de hormigón desde el lado del nervio hasta el conectador no debe ser inferior a 50 mm.

(3) Deben disponerse en el nervio suficientes barras de armadura transversal, para cumplir los requisitos del apartado 6.6.6, a no menos de 40 mm libres bajo la superficie de la cabeza del conectador que resiste el levantamiento.

6.6.5.5 Separación de los conectadores

(1) Cuando en el cálculo se suponga que la estabilidad del elemento de acero o de hormigón se asegura mediante la conexión entre ambos, la separación de los conectadores debe ser lo suficientemente pequeña para que esta hipótesis sea válida.

(2) Cuando, a causa del arriostramiento de los conectadores, se suponga que el ala de acero comprimida, que en otros casos sería de Clase 3 o 4, se suponga de una Clase 1 o 2, la separación de centro a centro de los conectadores en la dirección de la compresión no debe ser superior a los límites siguientes:

- donde la losa esté en contacto a lo largo de toda la longitud (por ejemplo, una losa maciza): $22t_f\sqrt{235/f_y}$,
- donde la losa no esté en contacto a lo largo de toda la longitud (por ejemplo, una losa con nervios perpendiculares a la viga): $15t_f\sqrt{235/f_y}$,

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 del ala comprimida a la hilera de conectadores más cercana no debe ser superior a $9t_f\sqrt{235/f_y}$.

(3) La máxima separación longitudinal de centro a centro de los conectadores no debe superar el menor valor entre: cuatro veces el espesor de la losa y 800 mm.

(4) Los conectadores pueden disponerse en grupos, con la separación de los grupos mayor que el de los conectadores individuales, siempre que en el cálculo se considere:

- la no linealidad del flujo de rasante,
- la mayor posibilidad de deslizamiento y separación vertical entre la losa y el elemento de acero,
- la abolladura del ala de acero, y
- la resistencia local de la losa al esfuerzo concentrado de los conectadores.

6.6.5.6 Dimensiones del ala de acero

(1) El espesor de la chapa de acero o el ala a las que se suelda el conectador debe ser suficiente para permitir una adecuada soldadura y la transmisión apropiada de la carga desde el conectador a la chapa sin que se produzca fallo local o deformación excesiva.

(2) La distancia e_D entre el borde de un conectador y el borde del ala de la viga a la que está soldado, véase figura A32.6.14, no debe ser inferior a 25 mm.

6.6.5.7 Pernos conectadores con cabeza

(1) La longitud total de un perno no debe ser inferior a $3d$, donde d es el diámetro del vástago.

(2) La cabeza no debe tener un diámetro inferior a $1{,}5d$ ni una altura inferior a $0{,}4d$.

(3) Para elementos traccionados y sometidos a cargas de fatiga, el diámetro del perno soldado no debe superar 1,5 veces el espesor del ala al que está soldado, salvo que se disponga de información experimental que establezca la resistencia a fatiga del perno como conectador. Esto también es de aplicación a pernos colocados directamente sobre un alma.

(4) La separación entre pernos en la dirección del esfuerzo rasante no debe ser inferior a $5d$; la separación en la dirección transversal al esfuerzo rasante no debe ser inferior a $2{,}5d$ en losas macizas y a $4d$ en el resto de casos.

(5) Salvo que los pernos se dispongan directamente en el alma, el diámetro de un perno soldado no debe ser superior a 2,5 veces el espesor de la parte a la que esté soldado, salvo que se disponga de información experimental que establezca la resistencia del perno como elemento conectador.

6.6.6 Rasante en losas de hormigón

6.6.6.1 Generalidades

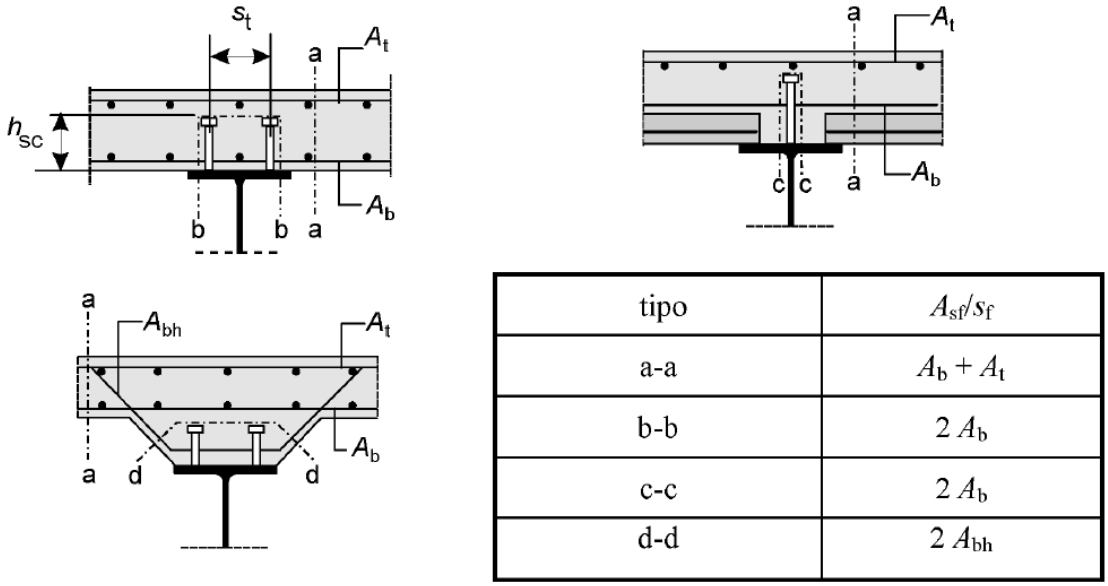
(1) La armadura transversal en la losa deberá calcularse en Estado Límite Último para evitar el fallo prematuro por rasante o rotura longitudinal.

(2) El valor de cálculo de la tensión de rasante, para cualquier superficie susceptible de fallar por rasante en la losa, no deberá superar el valor de cálculo de la resistencia a rasante de la superficie de rasante considerada.

(3) La longitud de la superficie de transmisión del rasante b-b mostrada en la figura A32.6.15 deberá tomarse igual a $2h_{sc}$ más el diámetro de la cabeza cuando los pernos conectadores se colocan en una sola fila o al tresbolillo, o igual a $(2h_{sc} + s_t)$ más el diámetro de la cabeza de los pernos conectadores dispuestos en parejas, donde h_{sc} es la altura del perno y s_t es la separación transversal de centro a centro de los pernos.

(4) El valor de cálculo del rasante por unidad de longitud de la viga en una superficie de transmisión de rasante deberá determinarse de acuerdo con el apartado 6.6.2 y ser consistente con el dimensionamiento y la separación de los conectadores. Podrá tenerse en cuenta la variación de rasante en el ancho del ala de hormigón.

(5) Para cada tipo de superficie considerada, el valor de cálculo de la tensión de rasante v_{Ed} deberá determinarse a partir del valor de cálculo del rasante por unidad de longitud de la viga, considerando el número de planos de rasante y la longitud de la superficie de transmisión del rasante.



tipo	A_{sf}/s_f
a-a	$A_b + A_t$
b-b	$2\,A_b$
c-c	$2\,A_b$
d-d	$2\,A_{bh}$

Figura A32.6.15 Superficies típicas de potencial rotura a rasante

6.6.6.2 Resistencia a rasante de cálculo

(1) El valor de cálculo de la resistencia a rasante del ala de hormigón (planos de trasmisión de rasante a-a mostrados en la figura A32.6.15) deberá determinarse de acuerdo con el apartado 6.2.4 del Anejo 19.

(2) En ausencia de cálculos más precisos, el valor de cálculo de la resistencia a rasante de cualquier superficie susceptible de fallar a rasante en el ala o nervio podrá determinarse según el apartado 6.2.4(4) del Anejo 19. Para la superficie de transmisión de rasante alrededor de los conectadores (como la superficie b-b en la figura A32.6.15), la dimensión h_f deberá tomarse como la longitud de la superficie de transmisión de rasante.

(3) La armadura transversal efectiva por unidad de longitud, $\frac{A_{sf}}{s_f}$ según el Anejo 19, deberá ser como se muestra en la figura A32.6.15, en la que A_b, A_t y A_{bh} son áreas de armadura, por unidad de longitud de la viga, anclada de acuerdo con el apartado 8.4 del Anejo 19 para armadura longitudinal.

(4) Cuando se utilice una combinación de elementos prefabricados y hormigón “in situ”, la resistencia a rasante deberá determinarse de acuerdo con el apartado 6.2.5 del Anejo 19.

6.6.6.3 Armadura transversal mínima

(1) El área mínima de armadura deberá determinarse de acuerdo con el apartado 9.2.2(5) del Anejo 19 utilizando las definiciones apropiadas para la armadura transversal.

6.7 Pilares mixtos y elementos mixtos a compresión

6.7.1 Generalidades

(1) El apartado 6.7 es de aplicación para el cálculo de pilares mixtos y otros elementos mixtos comprimidos con secciones embebidas en hormigón, secciones parcialmente embebidas y tubos rectangulares o circulares rellenos de hormigón, véase la figura A32.6.17.

(2) Este apartado es de aplicación para pilares y elementos comprimidos con aceros S235 a S460 y hormigón convencional de resistencia característica 25 N/mm^2≤ f_{ck} ≤ 50 N/mm^2.

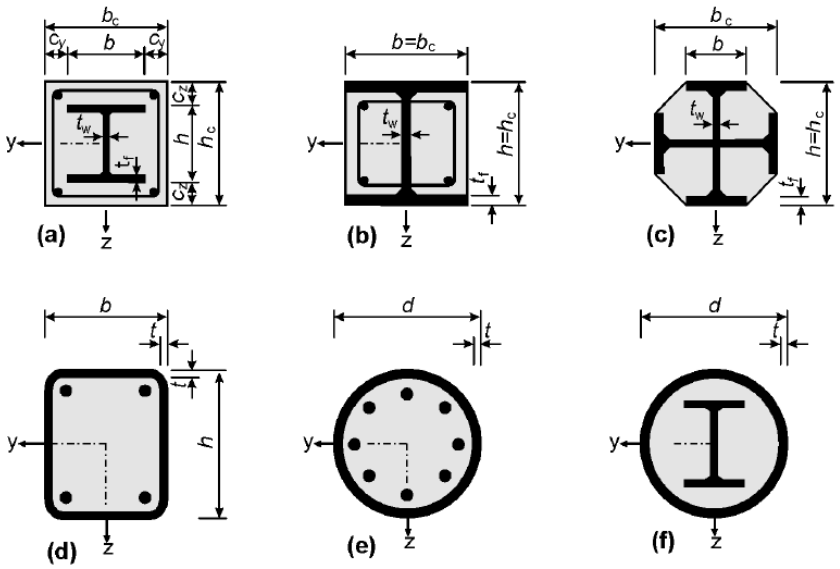


Figura A32.6.17 Secciones transversales típicas de pilares mixtos y notación

(3) Este apartado es de aplicación para pilares aislados, pilares mixtos y elementos mixtos comprimidos en estructuras reticulada en las que los otros elementos estructurales sean mixtos o de acero.

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

$$0{,}2 \leq \delta \leq 0{,}9 \qquad (6.27)$$

donde δ se define en el apartado 6.7.3.3(1).

(5) Los pilares mixtos o los elementos mixtos a compresión de cualquier sección transversal deben comprobarse a:

- resistencia del elemento de acuerdo con el apartado 6.7.2 o 6.7.3,
- resistencia a la abolladura de acuerdo con los puntos (8) y (9) siguientes,
- introducción de cargas de acuerdo con el apartado 6.7.4.2, y
- resistencia a cortante entre elementos de acero y hormigón de acuerdo con el apartado 6.7.4.3.

(6) Se proporcionan dos métodos de cálculo:

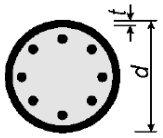
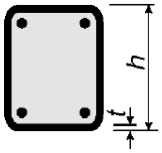
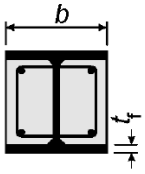
- un método general en el apartado 6.7.2 cuyo alcance incluye elementos con secciones transversales no simétricas o de canto variable a lo largo del elemento y
- un método simplificado en el apartado 6.7.3 para elementos con secciones transversales doblemente simétricas y de canto constante a lo largo de la longitud del elemento.

(7) Para elementos mixtos comprimidos sometidos a momentos flectores y fuerzas normales resultantes de acciones independientes, el coeficiente parcial de seguridad γ_F debe reducirse un 20% para aquellos esfuerzos que produzcan un aumento de la resistencia.

(8) Debe considerarse en el cálculo la influencia de la abolladura de la sección de acero en la resistencia.

(9) Podrán despreciarse los efectos de la abolladura en secciones de acero totalmente embebidas, de acuerdo con 6.7.5.1(2), y para otros tipos de secciones transversales siempre que no se superen los valores máximos de la tabla A32.6.3.

Tabla A32.6.3 Valores máximos de (d/t), (h/t) y (b/t_f) con f_y en N/mm^2

Sección transversal	max (d/t), max (h/t) y max (b/t)
Secciones circulares huecas de acero 	$max\ (d/t) = 90\dfrac{235}{f_y}$
Secciones rectangulares huecas de acero 	$max\ (h/t) = 52\sqrt{\dfrac{235}{f_y}}$
Secciones en I parcialmente embebidas 	$max\ (b/t_f) = 44\sqrt{\dfrac{235}{f_y}}$

6.7.2 Método general de cálculo

(1) El cálculo de la estabilidad estructural deberá 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 la retracción del hormigón y la plastificación del acero estructural y de la armadura. El cálculo deberá garantizar 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 individuales sometidas a flexión, axil y cortante.

(2) Los efectos de segundo orden deberán considerarse en cualquier dirección en la que pueda producirse el fallo, si afectan de forma significativa a la estabilidad estructural.

(3) Los esfuerzos deberán determinarse mediante un análisis elasto-plástico.

(4) Podrá suponerse que las secciones planas permanecen planas. Podrá suponerse una acción mixta completa entre los componentes de acero y hormigón del elemento hasta el fallo.

(5) La resistencia a tracción del hormigón deberá despreciarse. En la rigidez a flexión, podrá tenerse en cuenta la influencia de la rigidización a tracción del hormigón entre fisuras.

(6) Los efectos de la retracción y la fluencia deberán considerarse si es probable que reduzcan la estabilidad estructural de forma significativa.

(7) Por simplificación, los efectos de fluencia y retracción podrán despreciarse si el aumento de momentos de primer orden debido a la deformación de fluencia y a esfuerzos axiles resultantes de cargas permanentes, no supera el 10%.

(8) Deberán aplicarse los siguientes diagramas tensión-deformación en el análisis no lineal:

- para el hormigón comprimido el indicado en el apartado 3.1.5 del Anejo 19,
- para el acero de armaduras pasivas el indicado en el apartado 3.2.7 del Anejo 19,
- para acero estructural el indicado en el apartado 5.4.3(4) del Anejo 22 del Código Estructural.

(9) Por simplificación, en vez del efecto de tensiones residuales e imperfecciones geométricas, podrán aplicarse imperfecciones iniciales equivalentes a flexión (imperfecciones del elemento) de acuerdo con la tabla A32.6.5.

6.7.3 Método simplificado de cálculo

6.7.3.1 Generalidades y alcance

(1) El alcance de este método simplificado se limita a elementos de sección transversal doblemente simétrica y de canto constante a lo largo del elemento con perfiles de acero laminado, conformado en frío o soldado. El método simplificado no es de aplicación si el elemento de acero estructural está formado por dos o más secciones no conectadas. La esbeltez relativa $\overline{\lambda}$ definida en el apartado 6.7.3.3 debe cumplir la siguiente condición:

$$\overline{\lambda} \leq 2{,}0 \qquad (6.28)$$

(2) Para una sección de acero totalmente embebida, véase la figura A32.6. 17a, los límites para el espesor máximo del recubrimiento de hormigón que pueden emplearse en el cálculo son:

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

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

(4) La relación entre la altura y la anchura de la sección transversal mixta debe 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 debe calcularse sumando las resistencias plásticas de sus elementos:

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

La expresión (6.30) es de aplicación para secciones de acero parcial o totalmente embebidas en hormigón. Para secciones rellenas de hormigón se puede sustituir el coeficiente 0,85 por 1,0.

(2) La resistencia de la sección transversal a flexión compuesta y la correspondiente curva de interacción se pueden calcular suponiendo una distribución de tensiones rectangular como la que se muestra en la figura A32.6.18, teniendo en cuenta el valor de cálculo del esfuerzo cortante V_{Ed} de acuerdo con el punto (3). Deberá despreciarse la resistencia a tracción del hormigón.

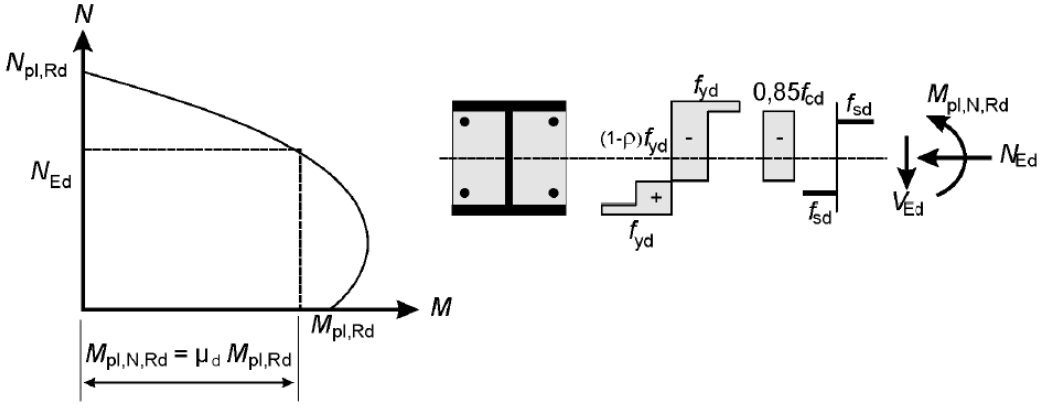


Figura A32.6.18 Curva de interacción para flexión compuesta

(3) La influencia de los esfuerzos cortantes transversales en la resistencia a flexión y a esfuerzo axil debe considerarse en la determinación de la curva de interacción, si el esfuerzo cortante $V_{a,Ed}$ de 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.

Donde $V_{a,Ed} > 0{,}5V_{pl,a,Rd}$, debe tenerse en cuenta la influencia del cortante transversal en la resistencia a flexión compuesta mediante una resistencia reducida del acero $(1-\rho)f_{yd}$ en el área de cortante A_V de acuerdo con el apartado 6.2.2.4(2) y la figura A32.6.18.

El esfuerzo cortante $V_{a,Ed}$ no debe 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 debe comprobarse de acuerdo con el apartado 6.2 del Anejo 19.

(4) Salvo que se utilice un análisis más preciso, V_{Ed} puede dividirse en $V_{a,Ed}$ actuando sobre el acero estructural y $V_{c,Ed}$ actuando sobre la sección de hormigón armado mediante:

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

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

donde:

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

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

Por simplificación, puede suponerse que V_{Ed} actúa únicamente sobre la sección de acero.

(5) Como simplificación, la curva de interacción puede reemplazarse por un diagrama poligonal (la línea continua de la figura A32.6.19). La figura A32.6.19 muestra un ejemplo de distribución plástica de tensiones de una sección totalmente embebida para los puntos A a D. $N_{pm,Rd}$ debe tomarse como $0{,}85f_{cd}A_c$ para secciones total y parcialmente embebidas en hormigón, véanse las figuras A32.6.17(a) a (c), y como $f_{cd}A_c$ para secciones rellenas de hormigón, véanse las figuras A32.6.17(d) a (f).

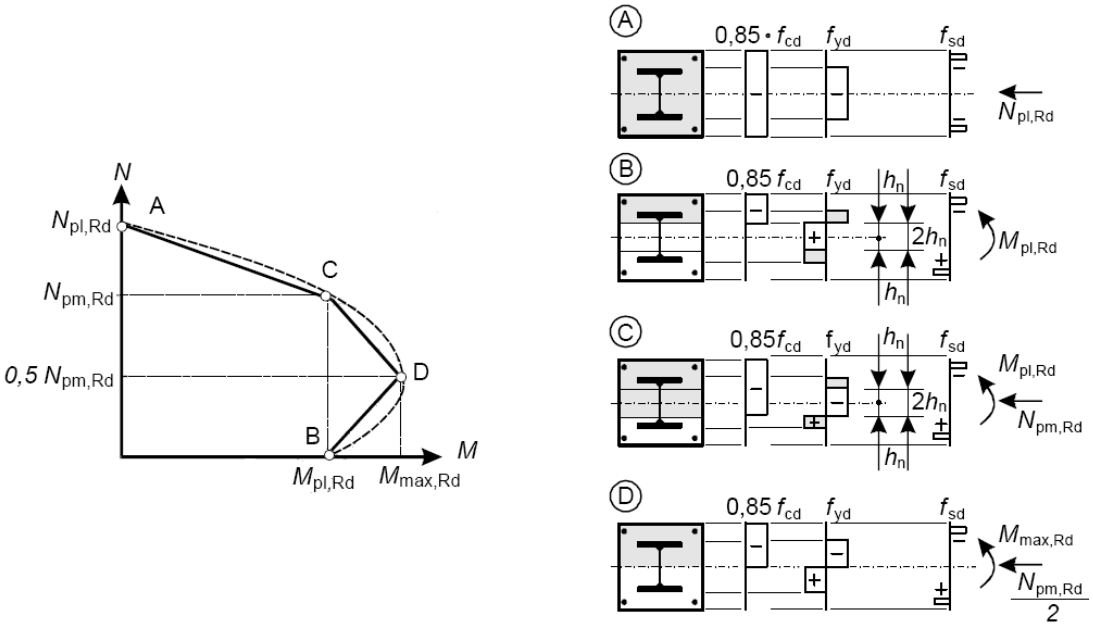


Figura A32.6.19 Curva de interacción simplificada y las distribuciones de tensiones correspondientes

(6) Para tubos de sección transversal circular rellenos de hormigón, debe tenerse en cuenta el aumento de la resistencia del hormigón producido por su confinamiento, siempre que la esbeltez relativa $\overline{\lambda}$ definida en el apartado 6.7.3.3 no supere 0,5 y $e/d < 0{,}1$, donde e es la excentricidad de la carga dada por M_{Ed}/N_{Ed} y d es el diámetro externo del pilar. La resistencia plástica a compresión puede calcularse entonces a partir de la siguiente expresión:

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

donde t es el espesor de la pared del tubo de acero.

Para elementos con $e = 0$ los valores $\eta_a = \eta_{ao}$ y $\eta_c = \eta_{co}$ se obtienen a partir de las siguientes expresiones:

$$\eta_{ao} = 0{,}25(3 + 2\overline{\lambda}) \qquad (\leq 1{,}0) \qquad (6.34)$$

$$\eta_{co} = 4{,}9 - 18{,}5\overline{\lambda} + 17\overline{\lambda}^2 \qquad (\geq 1{,}0) \qquad (6.35)$$

Para elementos a flexión compuesta con $0 < e/d \leq 0{,}1$ los valores η_a y η_c deben determinarse según (6.36) y (6.37), donde η_{ao} y η_{co} se dan en (6.34) y (6.35):

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

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

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

6.7.3.3 Resistencia a flexión efectiva, coeficiente de contribución del acero y esbeltez relativa

(1) El coeficiente de contribución del acero δ se define como:

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

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

(2) La esbeltez relativa $\bar{\lambda}$ en el plano de flexión considerado será:

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

donde:

$N_{pl,Rk}$ es el valor característico de la resistencia plástica a compresión dada por (6.30) si, en lugar de las resistencias de cálculo, se utilizan los valores característicos

N_{cr} es la fuerza normal elástica crítica para el modo de pandeo correspondiente, calculada con la rigidez a flexión efectiva $(EI)_{eff}$ determinada de acuerdo con los puntos (3) y (4).

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

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

donde:

K_e es el coeficiente de corrección que deberá tomarse como $0{,}6$

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

(4) Deberá tenerse en cuenta la influencia de los efectos diferidos en la rigidez a flexión elástica efectiva. El módulo de elasticidad del hormigón E_{cm} deberá reducirse al valor $E_{c,eff}$ de acuerdo con la siguiente expresión:

$$E_{c,eff} = E_{cm} \frac{1}{1+\left({}^{N_{G,Ed}}/_{N_{Ed}}\right)\varphi_t} \qquad (6.41)$$

donde:

φ_t es el coeficiente de fluencia de acuerdo con el apartado 5.4.2.2(2)

N_{Ed} es el valor de cálculo de la fuerza normal total

$N_{G,Ed}$ es la parte permanente de esta fuerza normal.

6.7.3.4 Métodos de análisis e imperfecciones de los elementos

(1) Para la comprobación del elemento, el cálculo deberá basarse en un análisis elástico lineal de segundo orden.

(2) Para la determinación de esfuerzos, el valor de cálculo de la rigidez a flexión efectiva $(EI)_{eff,II}$ deberá obtenerse de la siguiente expresión:

$$(EI)_{eff,II} = K_0(E_a I_a + E_s I_s + K_{e,II} E_{cm} I_c) \qquad (6.42)$$

donde:

$K_{e,II}$ es el coeficiente de corrección que deberá tomarse como $0{,}5$

K_0 es el coeficiente de calibración que deberá tomarse como $0{,}9$.

Deberán tenerse en cuenta los efectos diferidos de acuerdo con el apartado 6.7.3.3(4).

(3) No es necesario considerar los efectos de segundo orden cuando sea de aplicación el apartado 5.2.1(3) y la carga elástica crítica se determine con la rigidez a flexión $(EI)_{eff,II}$ de acuerdo con el punto (2).

(4) La influencia de las imperfecciones geométricas y estructurales podrá tenerse en cuenta mediante imperfecciones geométricas equivalentes. Las imperfecciones equivalentes del elemento para pilares mixtos se muestran en la tabla A32.6.5, donde L es la longitud del pilar.

(5) A lo largo del pilar, se podrán tener en cuenta los efectos de segundo orden multiplicando el momento flector de cálculo de primer orden mayor M_{Ed} por un coeficiente k dado por:

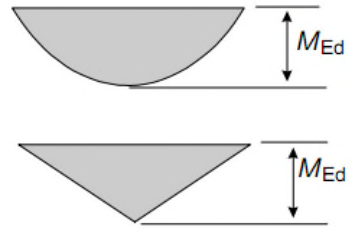
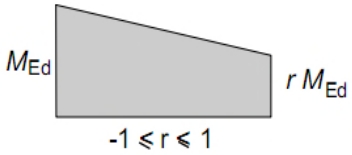
$$k = \frac{\beta}{1-\frac{N_{Ed}}{N_{cr,eff}}} \quad \geq 1{,}0 \qquad (6.43)$$

donde:

$N_{cr,eff}$ es la fuerza normal crítica en el eje correspondiente y relativa a la rigidez a flexión efectiva dada en el apartado 6.7.3.4(2), tomando como longitud efectiva la longitud del pilar

β es un coeficiente de equivalencia para el momento dado en la tabla A32.6.4.

Tabla A32.6.4 Coeficientes β para la determinación de los momentos para la teoría de segundo orden

Ley de momentos	Coeficientes β de momento	Comentarios
	Momento flector de primer orden producido por imperfecciones del elemento o por carga lateral: $\beta = 1{,}0$	M_{Ed} es el momento flector máximo a lo largo del pilar, despreciando los efectos de segundo orden.
	Momentos en los extremos: $\beta = 0{,}66 + 0{,}44r \geq 0{,}44$	M_{Ed} y rM_{Ed} son los momentos de los extremos del análisis global de primer orden o de segundo orden.

6.7.3.5 Resistencia de elementos comprimidos

(1) Los elementos podrán comprobarse utilizando un análisis de segundo orden de acuerdo con el apartado 6.7.3.6 teniendo en cuenta las imperfecciones de los elementos.

(2) Por simplificación, para elementos bajo compresión axial, el valor de cálculo de la fuerza normal N_{Ed} deberá satisfacer:

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

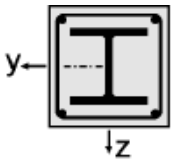
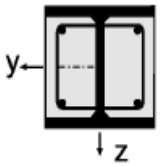
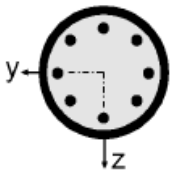
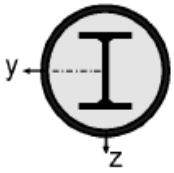
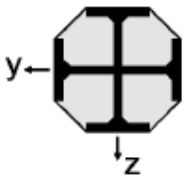
donde:

$N_{pl,Rd}$ es la resistencia plástica de la sección mixta de acuerdo con el apartado 6.7.3.2(1), pero con f_{yd} determinado con el coeficiente parcial de seguridad γ_{M1} dado en el apartado 6.1(1) del Anejo 22 del Código Estructural

χ es el coeficiente de reducción para el modo de pandeo correspondiente dado en el apartado 6.3.1.2 del Anejo 22 del Código Estructural en términos de la esbeltez relativa $\bar{\lambda}$ correspondiente.

Las curvas de pandeo correspondientes a las secciones transversales de pilares mixtos se dan en la tabla A32.6.5, donde ρ_s es la cuantía de armadura A_s/A_c.

Tabla A32.6.5 Curvas de pandeo e imperfecciones de elementos 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	$L/150$
secciones circulares y rectangulares huecas de acero 	$\rho_s \leq 3\%$	cualquiera	a	$L/300$
	$3\% < \rho_s \leq 6\%$	cualquiera	b	$L/200$
secciones circulares huecas de acero con un perfil en I adicional 		y - y	b	$L/200$
		z - z	b	$L/200$
secciones parcialmente embebidas en hormigón con perfiles I en cruz 		cualquiera	b	$L/200$

6.7.3.6 Resistencia de los elementos de flexión compuesta

(1) Deberá cumplirse la siguiente expresión, basada en la curva de interacción determinada de acuerdo con los puntos (2) a (5) del apartado 6.7.3.2:

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

donde:

M_{Ed} es el valor más favorable entre los momentos flectores en los extremos y el máximo momento flector en la longitud del pilar, calculado de acuerdo con el apartado 6.7.3.4, incluyendo las imperfecciones y los efectos de segundo orden si es necesario

$M_{pl,N,Rd}$ es el momento plástico resistente teniendo en cuenta la fuerza normal N_{Ed}, dado por $\mu_d M_{pl,Rd}$, véase la figura A32.6.18,

$M_{pl,Rd}$ es el momento plástico resistente, dado por el punto B de la figura A32.6.19.

Para tipos de acero entre S235 y S355, ambos inclusive, el coeficiente α_M deberá tomarse igual a $0{,}9$ y para aceros entre S420 y S460, igual a $0{,}8$.

(2) El valor de $\mu_d = \mu_{dy}$ o μ_{dz}, véase la figura A32.6.20, se refiere al momento resistente plástico de cálculo $M_{pl,Rd}$ para el plano de flexión considerado. Los valores de μ_d mayores de 1,0 únicamente deberán utilizarse cuando el momento flector M_{Ed} dependa directamente de la acción de la fuerza normal N_{Ed}, por ejemplo, cuando el momento flector M_{Ed} resulte de una excentricidad de la fuerza normal N_{Ed}. En otros casos, será necesaria una comprobación adicional de acuerdo con el apartado 6.7.1(7).

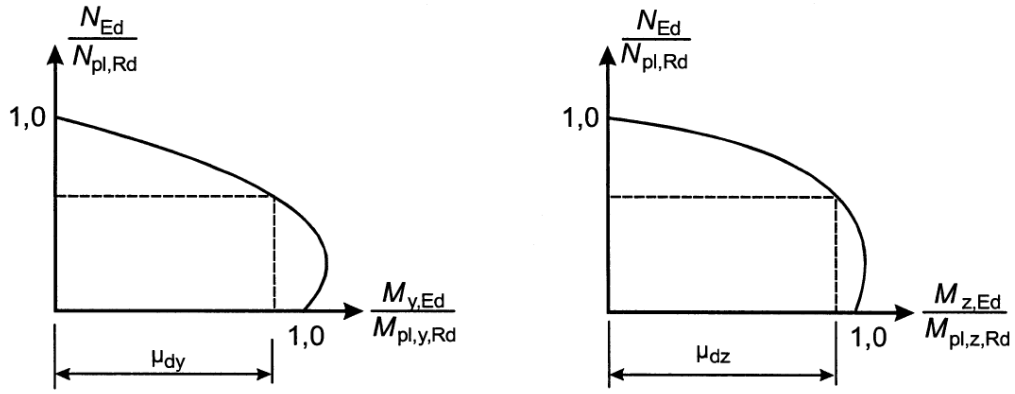


Figura A32.6.20 Cálculo de la flexión compuesta esviada

6.7.3.7 Flexión compuesta esviada

(1) Para pilares y elementos mixtos comprimidos con flexión esviada, los valores μ_{dy} y μ_{dz} de la figura A32.6.20 pueden calcularse de acuerdo con el apartado 6.7.3.6 de forma independiente para cada eje. Únicamente deben considerarse las imperfecciones en el plano en el que se espera que se produzca el fallo. Si no es evidente qué plano es más crítico, deberán comprobarse en ambos planos.

(2) Para flexión compuesta esviada, deben satisfacerse las siguientes condiciones para la comprobación de la estabilidad en la longitud del pilar y en su extremo:

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

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

donde:

$M_{pl,y,Rd}$ y $M_{pl,z,Rd}$	son los momentos plásticos resistentes del plano de flexión correspondiente
$M_{y,Ed}$ y $M_{z,Ed}$	son los momentos flectores de cálculo incluyendo los efectos de segundo orden y las 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 proporcionan en el apartado 6.7.3.6(1).

6.7.4 Conexión a rasante e introducción de cargas

6.7.4.1 Generalidades

(1) En las zonas de introducción de cargas deberán tomarse las medidas necesarias para que los esfuerzos y momentos aplicados en elementos conectados en sus extremos, y las cargas aplicadas a lo largo de los mismos, se distribuyan entre los componentes de acero y hormigón, considerando la resistencia a rasante en el contacto acero-hormigón. Deberá asegurarse una trayectoria de las cargas claramente definida que no provoque un desplazamiento significativo en el contacto que invalide las hipótesis de cálculo.

(2) Cuando los pilares mixtos y los elementos comprimidos estén sometidos a cortantes transversales significativos, como por ejemplo el debido a una carga transversal puntual y a momentos en los extremos, deberán tomarse las medidas necesarias para transmitir la tensión rasante correspondiente en el contacto acero-hormigón.

(3) Para pilares cargados axialmente y elementos comprimidos, no será necesario considerar el rasante exterior al área de introducción de las cargas.

6.7.4.2 Introducción de las cargas

(1) Deberán disponerse conectadores en las áreas de introducción de cargas y en las de cambio de sección transversal, si se supera el valor de cálculo de la resistencia a cortante τ_{Rd}, véase el apartado 6.7.4.3, en el contacto entre acero y hormigón. Los esfuerzos cortantes deberán determinarse a partir de la variación de esfuerzos en las secciones de acero y hormigón armado en la longitud de introducción de las cargas. Si las cargas se introducen únicamente en la sección transversal de hormigón, deberán tenerse en cuenta los valores resultantes del análisis elástico considerando fluencia y retracción. En caso contrario, los esfuerzos en el contacto deberán determinarse por la teoría elástica o la plástica, para determinar el caso más desfavorable.

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

(3) En pilares y elementos mixtos comprimidos no será necesario disponer conexiones a cortante para la introducción de cargas en las chapas frontales si todo el contacto entre la sección de hormigón y la chapa permanece comprimido, teniendo en cuenta la fluencia y la retracción. En caso contrario, la introducción de la carga deberá comprobarse de acuerdo con el punto (5). Para tubos de sección circular rellenos de hormigón, el efecto debido al confinamiento podrá tenerse en cuenta si se cumplen las condiciones recogidas en el apartado 6.7.3.2(6), utilizando los valores η_a y η_c para $\bar{\lambda} = 0$.

(4) Cuando los pernos conectadores se anclen al alma de un perfil I, o similar, de acero embebido total o parcialmente en hormigón, podrán tenerse en cuenta las fuerzas de fricción que desarrollan las alas

de acero adyacentes al evitar la expansión lateral del hormigón. Esta resistencia podrá añadirse a la calculada de los conectadores. La resistencia adicional podrá suponerse como $\mu P_{Rd}/2$ en cada ala y en cada fila horizontal de pernos, como muestra la figura A32.6.21, donde μ es el coeficiente de rozamiento correspondiente. Para secciones de acero sin pintura, μ podrá tomarse como $0{,}5$. P_{Rd} es la resistencia de un único perno de acuerdo con el apartado 6.6.3.1. En ausencia de ensayos que aporten una mejor información, la distancia libre entre alas no deberá superar los valores dados en la figura A32.6.21.

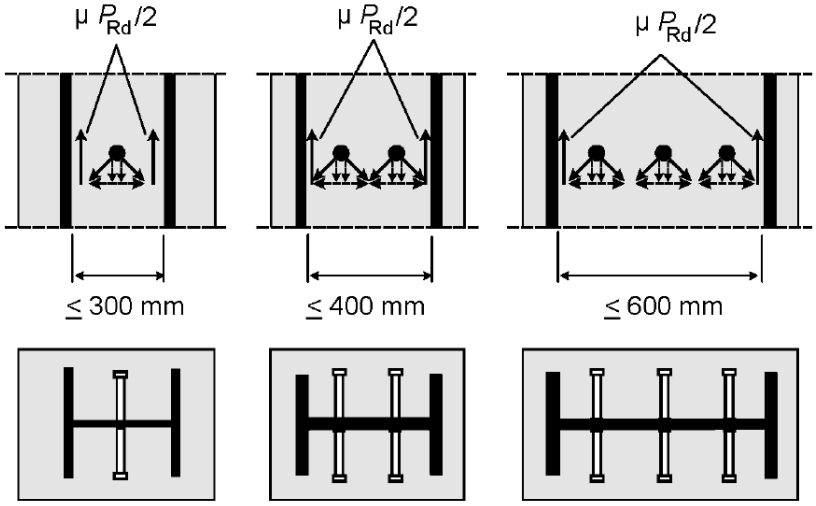


Figura A32.6.21 Fuerzas adicionales de fricción en pilares mixtos por la utilización de pernos con cabeza

(5) Si la sección transversal se carga parcialmente (como por ejemplo en la figura A32.6.22a), las cargas podrán distribuirse con una relación de $1{:}\,2{,}5$ a lo largo del espesor t_e de la chapa frontal. Las tensiones en el hormigón deberán limitarse en el área de introducción de las cargas eficaces, para secciones transversales huecas rellenas de hormigón de acuerdo con el punto (6) y para cualquier otro tipo de sección transversal de acuerdo con el apartado 6.7 del Anejo 19.

(6) Si el hormigón de una sección hueca circular o cuadrada rellena se carga parcialmente, por ejemplo mediante cartelas que atraviesan el perfil o por rigidizadores como muestra la figura A32.6.22, el valor de cálculo de la resistencia local del hormigón, $\sigma_{c,Rd}$, bajo las chapas de unión o rigidizadores, resultante de los esfuerzos de la sección de hormigón, deberá determinarse por:

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

donde:

t	es el espesor del tubo de acero
a	es el diámetro del tubo o el ancho de la sección cuadrada
A_c	es el área de la sección transversal de hormigón del pilar
A_1	es el área cargada bajo la chapa de unión, véase la figura A32.6.22
$\eta_{cL} =$	4,9 para tubos circulares de acero y $3{,}5$ para secciones cuadradas.

La relación A_c/A_1 no deberá superar el valor de 20. Las soldaduras entre la chapa de unión y la sección hueca metálica deberán calcularse de acuerdo con apartado 4 del Anejo 26.

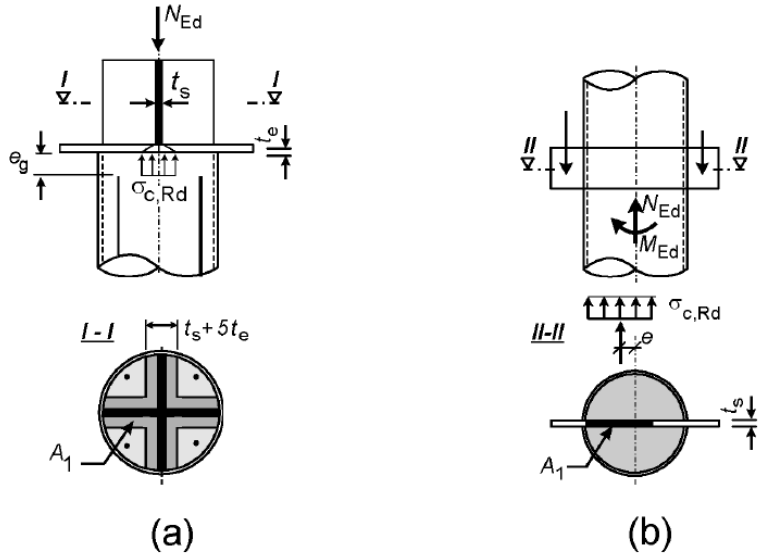


Figura A32.6.22 Secciones huecas circulares rellenas de hormigón parcialmente cargadas

(7) Para secciones huecas circulares rellenas de hormigón, la armadura longitudinal podrá tenerse en cuenta en la resistencia del pilar, incluso cuando la armadura no esté soldada a las chapas frontales o en contacto directo con ellas, siempre que:

- no se requiera comprobación a fatiga,
- la distancia e_g entre armadura y chapa de extremo no supere los $30\,mm$, véase la figura A32.6.22a.

(8) La armadura transversal deberá cumplir con el apartado 9.5.3 del Anejo 19. En caso de secciones de acero embebidas parcialmente, el hormigón deberá disponerse con la armadura transversal distribuida de acuerdo con la figura A30.6.10 del Anejo 30.

(9) En el caso de introducción de cargas únicamente a través de la sección de acero o de hormigón, para secciones de acero totalmente embebidas, la armadura transversal deberá calcularse para resistir el rasante que resulte de la transmisión del esfuerzo normal (N_{cl} en la figura A32.6.23) proveniente de las partes del hormigón directamente conectadas por conectadores a las partes del hormigón sin conexión directa (véase la figura A32.6.23, sección A-A; el área sombreada fuera de las alas de la figura A32.6.23 deberá considerarse no conectada directamente). El cálculo y disposición de la armadura transversal deberá basarse en un modelo de bielas y tirantes tomando un ángulo de 45º entre la biela comprimida de hormigón y el eje del elemento.

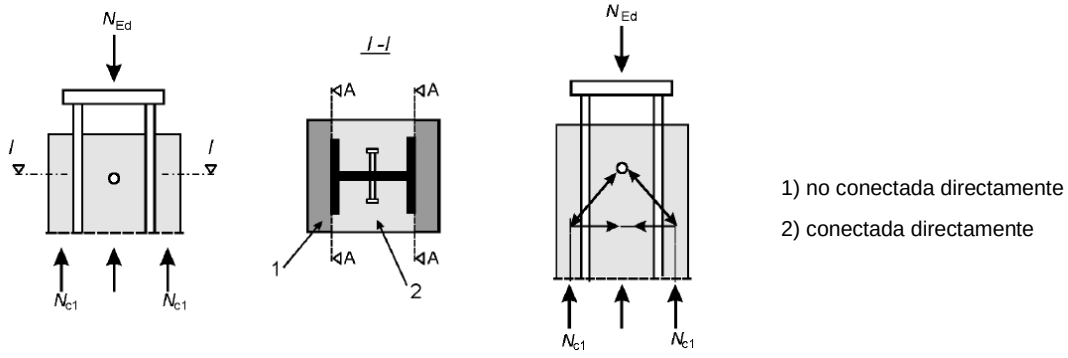


Figura A32.6.23 Superficies de hormigón conectadas directa e indirectamente para el dimensionamiento de la armadura transversal

6.7.4.3 Rasante exterior al área de introducción de cargas

(1) Fuera del área de introducción de cargas, el rasante en el contacto hormigón-acero deberá comprobarse cuando se deba a cargas transversales y/o a momentos en los extremos. Deberán disponerse conectadores, basados en una distribución del valor de cálculo del rasante, cuando éste supere la resistencia a cortante de cálculo τ_{Rd}.

(2) En ausencia de métodos más precisos, podrán utilizarse análisis elásticos para determinar el rasante en el contacto, considerando los efectos diferidos y la fisuración del hormigón.

(3) Siempre que la superficie de la sección de acero en contacto con el hormigón no esté pintada y esté libre de aceites, grasas y otros residuos u óxidos, podrán tomarse los valores dados en la tabla A32.6.6 para τ_{Rd}.

Tabla A32.6.6 Resistencia de cálculo a cortante τ_{Rd}

Tipo de sección transversal	$\tau_{Rd}\left(N/mm^2\right)$
Secciones de acero embebidas completamente en hormigón	0,30
Secciones circulares huecas 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} dado en la tabla A32.6.6 para secciones de acero completamente embebidas en hormigón es de aplicación para secciones con un recubrimiento mínimo de hormigón de $40\,mm$ y una armadura transversal y longitudinal de acuerdo con el apartado 6.7.5.2. Para un recubrimiento de hormigón superior y un adecuado armado, podrán utilizarse valores superiores de τ_{Rd}. Salvo que se verifique mediante ensayos, para secciones completamente embebidas podrá utilizarse el valor aumentado $\beta_c\tau_{Rd}$, con β_c dado por:

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

donde:

c_z es el valor nominal del recubrimiento de hormigón en mm, véase la figura A32.6.17a

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

(5) Salvo que se compruebe lo contrario, deberán disponerse siempre conectadores en secciones I embebidas parcialmente con cortante transversal debido a flexión sobre el eje débil producido por cargas laterales o momentos en los extremos. Si la resistencia a cortante no se toma tan solo como la resistencia del acero estructural, entonces la armadura transversal requerida para el cortante $V_{c,Ed}$ de acuerdo con el apartado 6.7.3.2(4) deberá soldarse al alma de la sección de acero o pasar a través de ella.

6.7.5 Disposiciones sobre la definición de los detalles constructivos

6.7.5.1 Recubrimiento de hormigón para perfiles de acero y armaduras

(1) Para secciones de acero totalmente embebidas deberá disponerse, al menos, un recubrimiento mínimo de hormigón armado que asegure una transmisión segura de las fuerzas de adherencia, la protección del acero frente a la corrosión y el desconchado del hormigón.

(2) El recubrimiento de hormigón de un ala de una sección completamente embebida no debe ser inferior a 40 mm, ni a un sexto del ancho b del ala.

(3) Para el recubrimiento de armaduras en puentes, véase el apartado 4.

6.7.5.2 Armadura longitudinal y transversal

(1) La armadura longitudinal de los pilares embebidos en hormigón que se considera en la resistencia de la sección transversal no debe ser menor al 0,3% de la sección transversal de hormigón. En secciones huecas rellenas de hormigón normalmente no se necesita armadura longitudinal, si no se requiere cálculo para garantizar la resistencia al fuego.

(2) La armadura longitudinal y transversal en pilares total o parcialmente embebidos en hormigón debe calcularse y justificarse de acuerdo con el apartado 9.5 del Anejo 19.

(3) La distancia libre entre las barras de armadura longitudinal y la sección transversal de acero estructural puede ser inferior a la requerida en el punto (2), incluso cero. En este caso, para determinar la adherencia, el perímetro efectivo c de la barra de armado debe tomarse como la mitad o un cuarto de su perímetro, como se muestra en la figura A32.6.24 en (a) y (b), respectivamente.

(4) Para elementos total o parcialmente embebidos, donde las condiciones ambientales sean de clase X0 según la tabla A19.4.1 del Anejo 19 y la armadura longitudinal se desprecie en el cálculo, debe disponerse una armadura longitudinal mínima de 8 mm de diámetro y 250 mm de separación y una armadura transversal mínima de 6 mm de diámetro y 200 mm de separación. Alternativamente, se pueden utilizar mallas electrosoldadas de 4 mm de diámetro.

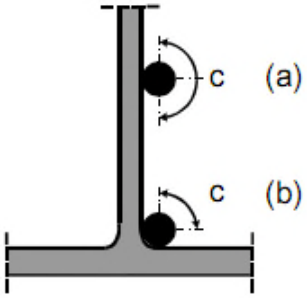


Figura A32.6.24 Perímetro efectivo c de la barra de armado

6.8 Fatiga

6.8.1 Generalidades

(1) La resistencia a fatiga de las estructuras mixtas debe comprobarse cuando las estructuras estén sometidas a fluctuaciones repetitivas de tensiones.

(2) El cálculo en estado límite de fatiga debe garantizar, con un nivel de probabilidad aceptable, que durante toda su vida útil, la estructura no va a fallar por fatiga o requerir reparaciones por daños de fatiga.

(3) Para pernos conectadores con cabeza en puentes, el esfuerzo rasante máximo por conectador bajo la combinación característica de acciones, no debe superar $k_s P_{Rd}$, donde P_{Rd} se determina de acuerdo con el apartado 6.6.3.1 y $k_s = 0{,}75$.

(4) Para acero estructural, no se necesita hacer una evaluación a fatiga cuando se aplique el apartado 9.1.1(2) del Anejo 29.

(5) Para hormigón y armaduras, no es necesario realizar una evaluación a fatiga si se aplica el apartado 6.8.4(107) el Anejo 21 o las salvedades enumeradas en el apartado 6.8.1(102) del Anejo 21.

6.8.2 Coeficientes parciales para la evaluación de la fatiga en puentes

(1) Los coeficientes parciales de seguridad γ_{Mf} para la resistencia a fatiga se recogen en el apartado 9.3 del Anejo 29 para elementos de acero y en el apartado 2.4.2.4 del Anejo 19 para hormigón y armaduras. Para pernos a cortante, se debe aplicar un coeficiente parcial de seguridad $\gamma_{Mf,s}$.

(2) Deben aplicarse coeficientes parciales de seguridad $\gamma_{Ff} = 1{,}0$ para las cargas de fatiga.

6.8.3 Resistencia a fatiga

(1) La resistencia a fatiga del acero estructural y las soldaduras debe tomarse del apartado 7 del Anejo 27.

(2) La resistencia a fatiga de las armaduras pasivas y activas debe tomarse del Anejo 19. Para hormigón es de aplicación el apartado 6.8.5 del Anejo 19.

(3) La curva de resistencia a fatiga de un perno con cabeza soldado automáticamente de acuerdo con el apartado 6.6.3.1 se muestra en la figura A32.6.25, y para hormigón convencional viene dado por:

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

donde:

$\Delta\tau_R$ es la tensión tangencial de fatiga relativa al área de la sección transversal del vástago de perno, utilizando el diámetro nominal del vástago

$\Delta\tau_c$ es el valor de referencia para $N_c = 2x10^6$ ciclos con $\Delta\tau_c$ igual a 90 N/mm^2

m es la pendiente de la curva de resistencia a fatiga con el valor de $m = 8$

N_R es el número de ciclos de carga-descarga.

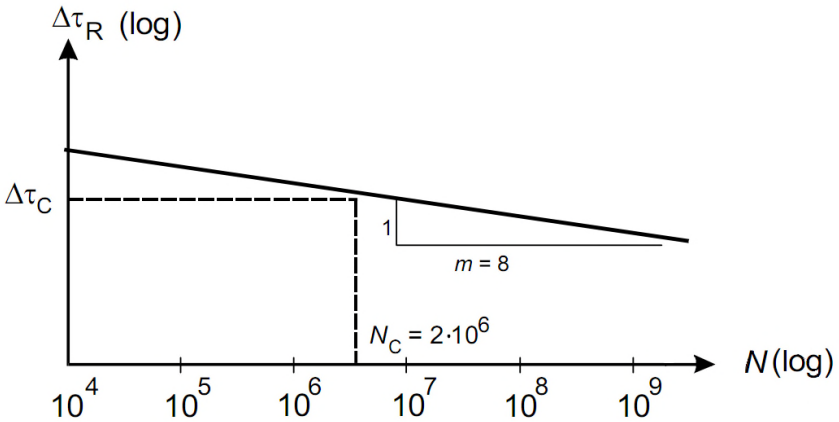


Figura A32.6.25 Curva de resistencia a fatiga para pernos con cabeza en losas macizas

(4) Para pernos en hormigón ligero con una clase de densidad de acuerdo con el apartado 11 del Anejo 19, la resistencia a fatiga debe determinarse de acuerdo con e l 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 recoge en el apartado 11.3.2 del Anejo 19.

6.8.4 Esfuerzos y cargas de fatiga

(1) Los esfuerzos deben determinarse mediante un análisis elástico global de la estructura de acuerdo con los apartados 5.4.1 y 5.4.2 y para la combinación de acciones indicada en el apartado 6.8.3 del Anejo 19.

(2) Los momentos flectores máximo y mínimo y/o los esfuerzos resultantes de la combinación de acciones de acuerdo con el punto (1), se definen como $M_{Ed,max,f}$ y $M_{Ed,min,f}$.

(3) Las cargas de fatiga deben obtenerse de la reglamentación específica vigente. Cuando no se especifique carga de fatiga, puede utilizarse el Apéndice A.1 del Anejo 27.

(4) Para la comprobación de la resistencia a fatiga en puentes de carretera pueden utilizarse métodos simplificados acordes con el Anejo 21 y el Anejo 29, basados en el modelo de carga de fatiga de la reglamentación específica vigente.

(5) Para puentes de carretera pretensados mediante armaduras activas (tendones) y/o deformaciones impuestas, debe emplearse el modelo de cargas ponderadas para la comprobación de las armaduras y tendones de acuerdo con Apéndice NN.2.1 del Anejo 21.

(6) Para puentes de ferrocarril, deben emplearse los valores característicos para el modelo de carga 71 de acuerdo con la reglamentación específica vigente.

6.8.5 Tensiones

6.8.5.1 Generalidades

(1) El cálculo de tensiones deberá basarse en el apartado 7.2.1.

(2) Para la determinación de tensiones en regiones fisuradas, deberá tenerse en cuenta el efecto de la rigidización a tracción del hormigón en las tensiones en las armaduras.

(3) Salvo que se compruebe mediante un método de mayor precisión, el efecto de la rigidización a tracción sobre las tensiones en las armaduras podrá considerarse de acuerdo con el apartado 6.8.5.4.

(4) Salvo que se emplee un método más preciso, podrá despreciarse el efecto de la rigidización a tracción del hormigón en la determinación de las tensiones en el acero estructural.

(5) Debe tenerse en cuenta el efecto de la rigidización a tracción sobre las tensiones en el acero de pretensar. Puede utilizarse el apartado 6.8.5.6.

6.8.5.2 Hormigón

(1) Para la determinación de tensiones en elementos de hormigón será de aplicación el apartado 6.8 del Anejo 19.

6.8.5.3 Acero estructural

(1) Cuando los momentos flectores $M_{Ed,max,f}$ y $M_{Ed,min,f}$ produzcan tensiones de tracción en la losa de hormigón, las tensiones en el acero estructural debidas a estos momentos flectores podrán determinarse en base al momento de inercia I_2 de acuerdo con el apartado 1.5.2.12.

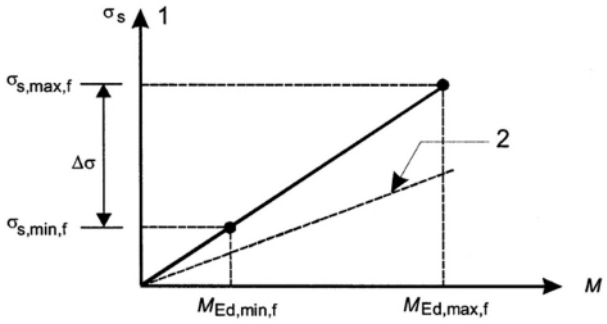
(2) Cuando $M_{Ed,min,f}$ y $M_{Ed,max,f}$, o únicamente $M_{Ed,min,f}$, produzcan compresión en la losa de hormigón, las tensiones en el acero estructural debidas a estos momentos deberán determinarse con las propiedades de la sección transversal no fisurada.

6.8.5.4 Armadura pasiva

(1) Cuando el momento flector $M_{Ed,max,f}$ produzca tensiones de tracción en la losa de hormigón y cuando no se apliquen métodos más precisos, los efectos de la rigidización a tracción por la colaboración del hormigón entre fisuras sobre la tensión $\sigma_{s,max,f}$ de la armadura debida al momento $M_{Ed,max,f}$ deberán determinarse con las ecuaciones (7.4) a (7.6) del apartado 7.4.3(3). En la ecuación (7.5) del apartado 7.4.3(3), deberá utilizarse un coeficiente $0{,}2$ en lugar del coeficiente $0{,}4$.

(2) Cuando el momento flector $M_{Ed,min,f}$ también produzca tensiones de tracción en la losa de hormigón, el rango de tensiones $\Delta\sigma$ se muestra en la figura A32.6.26 y la tensión $\sigma_{s,min,f}$ en la armadura debida al momento $M_{Ed,min,f}$ podrá determinarse como:

$$\sigma_{s,min,f} = \sigma_{s,max,f} \frac{M_{Ed,min,f}}{M_{Ed,max,f}} \qquad (6.51)$$



1) losa traccionada

2) sección completamente fisurada

Figura A32.6.26 Determinación de las tensiones $\sigma_{s,max,f}$ y $\sigma_{s,min,f}$ en zonas fisuradas

(3) Cuando $M_{Ed,min,f}$ y $M_{Ed,max,f}$, o únicamente $M_{Ed,min,f}$, produzcan compresión en la losa de hormigón, las tensiones en la armadura debidas a estos momentos deberán determinarse con las propiedades de la sección transversal no fisurada.

6.8.5.5 Conexión a rasante

(1) El rasante por unidad de longitud deberá calcularse mediante un análisis elástico.

(2) En elementos en los que se produzca la fisuración del hormigón, los efectos de la rigidización a tracción por la colaboración del hormigón entre fisuras, deberán tenerse en cuenta en el modelo apropiado. Como simplificación, los esfuerzos rasantes en el contacto entre acero estructural y hormigón podrán determinarse utilizando las propiedades de la sección no fisurada.

6.8.5.6 Tensiones en las armaduras pasivas y activas de elementos pretensados mediante tendones adherentes

(1) Para elementos con armaduras activas (tendones) adherentes, deberá tenerse en cuenta el distinto comportamiento adherente de armaduras y tendones en la comprobación de las tensiones en armaduras y tendones.

(2) Las tensiones deben determinarse de acuerdo con el apartado 6.8.5.4 pero con $\sigma_{s,max,f}$ determinada de acuerdo con el apartado 7.4.3(4).

6.8.6 Rango de tensiones

6.8.6.1 Acero estructural y armadura

(1) El rango de tensiones deberá determinarse a partir de las tensiones calculadas de acuerdo con el apartado 6.8.5.

(2) Cuando la comprobación a fatiga se base en el rango de tensiones de daño equivalente, en general, deberá determinarse un rango $\Delta\sigma_E$ como:

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

donde:

$\sigma_{max,f}$ y $\sigma_{min,f}$ son las tensiones máxima y mínima debidas a los apartados 6.8.4 y 6.8.5

λ es el coeficiente de daño equivalente

ϕ es el coeficiente de impacto de daño equivalente.

(3) Cuando un elemento esté sometido a una combinación global y local de efectos, deberán considerarse los efectos de forma separada. Salvo que se aplique un método de mayor precisión, la tensión de amplitud constante equivalente debida a los efectos globales y locales deberá combinarse utilizando:

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

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

(4) El coeficiente de daño equivalente λ depende del espectro de cargas y de la pendiente de la curva de resistencia a fatiga.

(5) El coeficiente λ para elementos de acero estructural se recoge en el apartado 9.5.2 del Anejo 29 para puentes de carretera y en el apartado 9.5.3 del Anejo 29 para puentes de ferrocarril.

NOTA: Los coeficientes $\lambda = \lambda_s$ para armaduras pasivas y activas se dan en el Apéndice NN2 para puentes de carretera y en el Apéndice NN.3 para puentes de ferrocarril, ambos del Anejo 21.

(6) Para puentes de ferrocarril el coeficiente de impacto de daño equivalente ϕ se define en la reglamentación específica vigente.

(7) Para puentes de carretera el coeficiente de impacto de daño equivalente puede tomarse igual a 1,0, salvo que la reglamentación específica vigente indique otro valor.

6.8.6.2 Conexión a rasante

(1) Para la comprobación de los pernos conectadores basada en rangos de tensiones nominales, el rango de la tensión tangencial equivalente de amplitud constante $\Delta\tau_{E,2}$ para 2 millones de ciclos viene dado por:

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

donde:

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

$\Delta\tau$ es el rango de tensiones tangenciales debidas a la carga de fatiga, relativas al área de la sección transversal del vástago del perno utilizando el diámetro nominal d del vástago.

(2) El rango de tensiones tangenciales de amplitud constante equivalente en soldaduras de otros tipos de conexiones a cortante deberá calcularse de acuerdo con el apartado 6 del Anejo 27.

(3) Para puentes, el coeficiente de daño equivalente λ_v de los pernos a cortante debe determinarse a partir de $\lambda_v = \lambda_{v,1}\,\lambda_{v,2}\lambda_{v,3}\lambda_{v,4}$ donde los coeficientes $\lambda_{v,1}$ a $\lambda_{v,4}$ se definen en los puntos (4) y (5).

(4) Para puentes de carretera con luces hasta 100 m, debe emplearse el coeficiente $\lambda_{v,1} = 1{,}55$. Los coeficientes $\lambda_{v,2}$ a $\lambda_{v,4}$ deben determinarse de acuerdo con el apartado 9.5.2(3) a (6) del Anejo 29, pero empleando los exponentes 8 y 1/8 en lugar de los dados para que la curva de fatiga tenga la pendiente $m = 8$ correspondiente a la curva de resistencia a fatiga de los pernos dada en el apartado 6.8.3.

(5) Para puentes de ferrocarril se aplica lo establecido en la Instrucción para acciones de puentes de ferrocarril.

6.8.7 Evaluación de la fatiga basada en rangos de tensión nominal

6.8.7.1 Acero estructural, armadura pasiva y hormigón

(1) La evaluación de la fatiga para armaduras pasivas deberá seguir el apartado 6.8.5 o 6.8.5 del Anejo 19.

(2) La comprobación para el hormigón comprimido deberá seguir el apartado 6.8.7 del Anejo 21.

(3) Para puentes, la evaluación de la fatiga para acero estructural deberá cumplir con el apartado 9 del Anejo 29.

(4) La evaluación de la fatiga para el acero para armaduras activas debe cumplir con el apartado 6.8.5 del Anejo 19.

6.8.7.2 Conexión a rasante

(1) Para pernos conectadores soldados a un ala de acero que bajo la combinación correspondiente de acciones siempre esté comprimida (véase el apartado 6.8.4(1)), la comprobación a fatiga deberá cumplir con el criterio:

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

donde:

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

$\Delta\tau_c$ es el valor de referencia de la resistencia a fatiga para 2 millones de ciclos determinada de acuerdo con el apartado 6.8.3.

Se determinará el rango de tensiones tangenciales $\Delta\tau$ en el perno con el área de la sección transversal del vástago del perno utilizando el diámetro nominal d del vástago.

(2) Cuando la tensión máxima en el ala del perfil de acero a la que están soldados los pernos conectadores sea de tracción bajo la combinación correspondiente, deberá comprobarse la interacción en cualquier sección transversal entre el rango de tensiones tangenciales $\Delta\tau_E$ en la soldadura de los pernos conectadores y el rango de tensiones normales $\Delta\sigma_E$ en el ala de acero utilizando las siguientes expresiones de interacción.

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

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

donde:

$\Delta\sigma_{E,2}$	es el rango de tensiones en el ala determinado de acuerdo con el apartado 6.8.6.1
$\Delta\sigma_c$	es el valor de referencia de la resistencia a fatiga dado en apartado 7 del Anejo 27, considerando una categoría 80,

y los rangos de tensiones tangenciales $\Delta\tau_{E,2}$ y $\Delta\tau_c$ se definen en el punto (1).

La expresión (6.56) deberá comprobarse para el valor máximo de $\Delta\sigma_{E,2}$ y el valor correspondiente $\Delta\tau_{E,2}$, así como para la combinación del valor máximo de $\Delta\tau_{E,2}$ y el valor correspondiente de $\Delta\sigma_{E,2}$. Salvo que se tenga en cuenta el efecto de la rigidización a tracción por la colaboración del hormigón entre fisuras por métodos de mayor precisión, el criterio de interacción deberá comprobarse con los rangos correspondientes de tensiones determinados con las propiedades de la sección transversal tanto fisurada como no fisurada.

6.9 Elementos a tracción en puentes mixtos

(1) Los elementos aislados de hormigón traccionados, de acuerdo con el apartado 5.4.2.8(1) (a), deben calcularse de acuerdo con los apartados 6 y 9 del Anejo 21. Para pretensado con tendones, debe tenerse en cuenta el efecto del comportamiento producido por la diferente adherencia del acero de pretensado y el de armar, de acuerdo con el apartado 6.8.2 del Anejo 19.

(2) Para elementos traccionados en puentes de tablero inferior o intermedio y puentes arco de tablero inferior donde el elemento traccionado está trabajando simultáneamente como tablero y está sometido a una combinación de efectos locales y globales, debe comprobarse la resistencia a cortante de cálculo para cortante vertical local y para punzonamiento debidos a cargas permanentes y cargas de tráfico. Salvo que se emplee un método más preciso, la comprobación debe ser acorde con los apartados 6.2 y 6.4 del Anejo 19 y el apartado 6.2.2.5(3) teniendo en cuenta el esfuerzo normal del elemento de hormigón armado de acuerdo con el apartado 5.4.2.8(3) y (6).

(3 En los extremos de la parte de hormigón de un elemento mixto traccionado, para la introducción de la fuerza normal, debe disponerse un grupo concentrado de conectadores dimensionados de acuerdo con el apartado 6.6. La conexión a rasante debe ser capaz de transmitir el valor de cálculo de la fuerza normal del elemento de hormigón traccionado en una longitud de $1{,}5b$, donde b es el mayor valor entre el saliente del elemento de hormigón y la mitad de la distancia entre los elementos de acero adyacentes. Cuando los conectadores se comprueben para una fuerza normal determinada mediante el apartado 5.4.2.8(6), debe emplearse la ecuación (5.6-3).

(4) Deberán disponerse medios para distribuir, entre la parte acero estructural y la de hormigón armado, los esfuerzos y momentos de los elementos conectados a los extremos del elemento mixto traccionado.

(5) Para elementos mixtos traccionados sometidos a tracción y flexión, debe disponerse una conexión a rasante de acuerdo con el apartado 6.6.

(6) Para elementos mixtos a tracción, como diagonales en celosías, no debe suponerse en el cálculo que la longitud de introducción de las cargas supera en dos veces la dimensión transversal mínima del elemento.

7 Estados Límite de Servicio

7.1 Generalidades

(1) Una estructura con elementos mixtos debe calcularse y construirse de forma que se satisfagan todos los Estados Límite de Servicio de acuerdo con el apartado 3.4 del Anejo 18.

(2) La comprobación de los Estados Límite de Servicio debe basarse en el criterio establecido en el apartado 3.4(3) del Anejo 18.

(3) El puente mixto o las partes específicas del mismo deben clasificarse dentro de clases ambientales de acuerdo con el apartado 4 del Anejo 21.

(4) Para puentes o partes de puentes, deben realizarse comprobaciones en Estado Límite de Servicio tanto en las fases de construcción como para situaciones persistentes.

(5) Además, deberán tenerse en cuenta los requisitos y criterios recogidos en la reglamentación específica vigente.

(6) Los Estados Límite de Servicio de placas mixtas deben comprobarse de acuerdo con el apartado 9.

7.2 Tensiones

7.2.1 Generalidades

(1) El cálculo de las tensiones en vigas en Estado Límite de Servicio deben tener en cuenta los siguientes efectos, cuando corresponda:

- arrastre por cortante,
- fluencia y retracción del hormigón,
- fisuración y rigidización a tracción por la colaboración del hormigón entre fisuras,
- proceso constructivo,
- aumento de la flexibilidad a causa de una interacción incompleta significativa producida por el deslizamiento de la conexión a rasante,
- el comportamiento anelástico del acero y la armadura, si los hubiera,
- alabeo y distorsión, si los hubiera.

(2) El arrastre por cortante puede considerarse de acuerdo con el apartado 5.4.1.2.

(3) Salvo que se emplee un método más preciso, los efectos de la fluencia y la retracción podrán tenerse en cuenta mediante el empleo de coeficientes de homogeneización de acuerdo con el apartado 5.4.2.2.

(4) En secciones fisuradas, podrán despreciarse los efectos isostáticos de la retracción en la comprobación de tensiones.

(5) En el análisis de secciones, debe despreciarse la resistencia a tracción del hormigón.

(6) Debe tenerse en cuenta la influencia de la rigidización a tracción por la colaboración del hormigón entre fisuras sobre las tensiones en las armaduras pasivas y activas. Salvo que se empleen métodos más precisos, las tensiones en las armaduras deben determinarse de acuerdo con el apartado 7.4.3.

(7) Puede despreciarse la influencia de la rigidización a tracción por la colaboración del hormigón entre fisuras en las tensiones del acero estructural.

(8) Deben sumarse las tensiones en la losa de hormigón y en su armadura pasiva producidas por los efectos simultáneos de las acciones globales y locales.

7.2.2 Limitación de las tensiones en puentes

(1) Deben evitarse una fluencia y microfisuración excesivas, limitando las tensiones de compresión en el hormigón.

(2) La limitación de tensiones en el hormigón al valor $k_i f_{ck}$ debe realizarse de acuerdo con el apartado 7.2 del Anejo 19, con las modificaciones recogidas en el Anejo 21.

(3) Las tensiones en las armaduras pasivas y activas deben ser tales que eviten las deformaciones plásticas del acero.

(4) Bajo la combinación característica de acciones, las tensiones deben limitarse a $k_i f_{sk}$ en las armaduras pasivas y a $k_5 f_{pk}$ en las armaduras activas, donde los valores k_i y k_5 se recogen en el apartado 7.2(5) del Anejo 19.

(5) Las tensiones en el acero estructural deben ser acordes con el apartado 7.3 del Anejo 29.

(6) Para Estados Límites de Servicio, el esfuerzo rasante por conectador debe limitarse de acuerdo con el apartado 6.8.1(3).

7.2.3 Respiración del alma

(1) La esbeltez de las chapas del alma rigidizada o no rigidizada de las vigas mixtas debe limitarse de acuerdo con el apartado 7.4 del Anejo 29.

7.3 Deformaciones en puentes

7.3.1 Flechas

(1) Cuando proceda, en el estado límite de deformación, son de aplicación las condiciones de aptitud al servicio establecidas en la reglamentación específica vigente y los apartados 7.5 a 7.8 y 7.12 del Anejo 29.

(2) Las flechas deben calcularse empleando un análisis elástico, de acuerdo con el apartado 5.

(3) Las deformaciones que se produzcan durante la construcción deben controlarse de forma que el hormigón no se deteriore durante su vertido y fraguado a causa de desplazamientos incontrolados y que se alcance la geometría exigida a largo plazo.

7.3.2 Vibraciones

(1) Para el estado límite de vibraciones deben aplicarse, según corresponda, la reglamentación específica vigente y los apartados 7.7 a 7.10 del Anejo 29.

7.4 Fisuración del hormigón

7.4.1 Generalidades

(1) Para la limitación de abertura de fisura en puentes, se aplicarán a las estructuras mixtas las consideraciones generales del apartado 7.3.1 del Anejo 19 con las modificaciones del Anejo 21. La limitación de la abertura de fisura dependerá de la clase de exposición de acuerdo con el apartado 4 del Anejo 21.

(2) Podrá obtenerse una estimación de la abertura de fisura según el apartado 7.3.4 del Anejo 19 donde la tensión σ_s deberá calcularse teniendo en cuenta los efectos de la rigidización a tracción. Salvo que se aplique un método de mayor precisión, σ_s se determinará de acuerdo con el apartado 7.4.3(3).

(3) Como alternativa simplificada y conservadora, la reducción de la abertura de fisura a una anchura admisible podrá conseguirse asegurando un armado mínimo, según el apartado 7.4.2 y una separación entre barras o diámetros de las mismas no superiores a los límites establecidos en el apartado 7.4.3.

(4) Las reglas de aplicación para limitar la abertura de fisura a w_k se recogen en los apartados 7.4.2 y 7.4.3. Los valores de w_{max} serán los especificados para el apartado 7.3.1 del Anejo 19.

(5) Cuando la acción mixta se hace efectiva, a medida que va endureciendo el hormigón, deben tenerse en cuenta los efectos del calor de hidratación del cemento y su correspondiente retracción térmica, únicamente durante la fase de construcción, en Estado Límite de Servicio para determinar las zonas en las que se prevé la aparición de tracciones.

(6) Salvo que se tomen medidas específicas para limitar los efectos del calor de hidratación del cemento, por simplificación, se supondrá una diferencia de temperatura constante (20K) entre la sección de hormigón y la de acero (hormigón más frío) para la determinación de las regiones fisuradas de acuerdo con el apartado 7.4.2(5) y para la limitación del ancho de fisura de acuerdo con los apartados 7.4.2 y 7.4.3. Para la determinación de las tensiones en el hormigón, deben emplearse los coeficientes de edades tempranas.

7.4.2 Armadura mínima

(1) Salvo que se aplique un método más preciso de acuerdo con el apartado 7.3.2(1) del Anejo 19, en todas las secciones sin pretensado por tendones y sometidas a una tracción significativa debida a la coacción de las deformaciones impuestas (como por ejemplo efectos isostáticos o hiperestáticos debidos a la retracción), en combinación o no con efectos de cargas directas, el área de armadura mínima requerida A_s para las losas de vigas mixtas vendrá dada por:

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

donde:

$f_{ct,eff}$ es el valor medio de la resistencia eficaz a tracción del hormigón en el momento en que se espera que ocurra la primera fisura. Los valores para $f_{ct,eff}$ podrán tomarse como f_{ctm}, véase la tabla A.19.3.1, o como f_{1ctm}, véase la tabla A19.11.3.1, según proceda, ambas del Anejo 19, tomando como clase la resistencia en el momento en que se espera la fisuración. Cuando la edad del hormigón al fisurar no pueda establecerse con seguridad como menor de 28 días, la tensión mínima a tracción podrá adoptarse como $3N/mm^2$

k es un coeficiente que tiene en cuenta el efecto de tensiones auto-equilibradas no uniformes y podrá tomarse como $0{,}8$

k_s es el coeficiente que tiene en cuenta el efecto de la reducción de la fuerza normal en la losa de hormigón debido a la fisuración inicial y el deslizamiento local de la conexión a rasante, podrá tomarse como $0{,}9$

k_c es el coeficiente que tiene en cuenta la distribución de tensiones en la sección inmediatamente anterior a la fisuración y viene dado por:

$$k_c = \frac{1}{1+\frac{h_c}{2z_0}} + 0{,}3 \leq 1{,}0 \qquad (7.2)$$

h_c es el espesor del ala de hormigón, excluyendo cualquier nervio o costilla

z_0 es la distancia vertical entre los centros de gravedad del ala de hormigón no fisurada y la sección mixta no fisurada, calculada utilizando el coeficiente de homogeneización n_0 para acciones instantáneas

σ_s es la tensión máxima permitida en la armadura inmediatamente después de la fisuración. Podrá tomarse como el límite elástico característico f_{sk}. Sin embargo, podrá necesitarse un valor menor, dependiendo del diámetro de la barra, para satisfacer los límites requeridos del ancho de fisura. Este valor viene dado en la tabla A32.7.1

A_{ct} es el área de la zona traccionada (debida a cargas directas y los efectos isostáticos de la retracción) inmediatamente antes de la fisuración de la sección transversal. Por simplificación, podrá utilizarse el área de la sección del hormigón en el ancho eficaz.

Tabla A32.7.1 Diámetros máximos para barras corrugadas

Tensión en el acero σ_s (N/mm^2)	Diámetro máximo de barra ϕ^* (mm) para el ancho de fisura w_k de cálculo		
	$w_k = 0{,}4\ mm$	$w_k = 0{,}3\ mm$	$w_k = 0{,}2\ mm$
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	-

(2) El diámetro de barra máximo para la armadura mínima podrá modificarse a un valor ϕ dado por:

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

donde:

ϕ^* es el diámetro máximo de la barra dado en la tabla A32.7.1

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

(3) Deberá disponerse, al menos, la mitad de la armadura mínima requerida entre la fibra media de la losa y la cara sometida a las mayores tensiones de tracción.

(4) Para el dimensionamiento de la armadura mínima en las alas de hormigón con canto variable transversal a la dirección de la viga, deberá utilizarse el canto local.

(5) Debe disponerse la armadura mínima indicada en los puntos (1) y (2) donde las tensiones en el hormigón sean de tracción bajo la combinación característica de acciones. Para los elementos pretensados mediante armaduras activas adherentes, es de aplicación el apartado 7.3.2(4) del Anejo 19.

(6) Cuando se empleen armaduras activas (tendones) adherentes, podrá tenerse en cuenta la contribución de los tendones adherentes en la armadura mínima de acuerdo con el apartado 7.3.2(3) del Anejo 19.

7.4.3 Control de la fisuración producida por cargas directas

(1) Cuando, como mínimo, se disponga la armadura mínima dada en el apartado 7.4.2, la limitación de la abertura de fisura a valores aceptables se alcanzará generalmente limitando la separación de las barras de armadura pasiva o su diámetro. El diámetro máximo de la barra y la separación máxima de la misma dependen de la tensión σ_s en la armadura pasiva y de la abertura de fisura de cálculo. Los diámetros máximos de las barras se dan en la tabla A32.7.1 y la separación máxima entre barras, en la tabla A32.7.2.

Tabla A32.7.2 Separación máxima entre barras corrugadas

Tensión en el acero σ_s (N/mm^2)	Separación máxima entre barras (mm) para el ancho de fisura w_k de cálculo		
	$w_k = 0{,}4\ mm$	$w_k = 0{,}3\ mm$	$w_k = 0{,}2\ mm$
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 deben determinarse con un análisis elástico de acuerdo con el apartado 5, teniendo en cuenta los efectos de la fisuración del hormigón. Las tensiones en la armadura deben determinarse teniendo en cuenta los efectos de la rigidización a tracción por la colaboración del hormigón entre fisuras. Salvo que se emplee un método más preciso, las tensiones pueden calcularse de acuerdo con el punto (3).

(3) En vigas mixtas, cuando se suponga que la losa de hormigón está fisurada y que no dispone de armaduras activas, las tensiones en la armadura pasiva aumentan a causa de los efectos de la rigidización a tracción por la colaboración del hormigón entre fisuras en comparación con las tensiones basadas en una sección mixta en la que se desprecia el hormigón. Las tensiones de tracción en la armadura σ_s debidas a cargas directas se pueden calcular como:

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

con:

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

$$\alpha_{st} = \frac{AI}{A_a I_a} \qquad (7.6)$$

donde:

$\sigma_{s,0}$ es la tensión en la armadura pasiva producida por esfuerzos internos que actúan sobre la sección mixta, calculada despreciando el hormigón traccionado

f_{ctm} es la resistencia media a tracción del hormigón tomada de la tabla A19.3.1 como f_{ctm} para hormigón convencional o de la tabla A19.11.3.1 como f_{1ctm} para hormigón ligero, ambas del Anejo 19 del Código Estructural

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

A_{ct} es el área eficaz del ala de hormigón en la zona traccionada; por simplicidad, debe emplearse el área de la sección de hormigón dentro del ancho eficaz

A_s es el área total de todas las capas de armadura pasiva 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 laminadas, si las hubiere

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

(4) Cuando se empleen tendones adherentes, el cálculo debe seguir el apartado 7.3 del Anejo 19 del Código Estructural, donde σ_s debe determinarse teniendo en cuenta los efectos de la rigidización a tracción por la colaboración del hormigón entre fisuras.

7.5 Tableros con vigas de acero embebidas

7.5.1 Generalidades

(1) Los efectos de las acciones en los Estados Límite de Servicio deben determinarse de acuerdo con los puntos (1) a (4) y (6) a (8) del apartado 5.4.2.9.

7.5.2 Fisuración del hormigón

(1) Deben considerarse las reglas de aplicación del apartado 7.4.1.

(2) Para las barras de armado en la dirección de las vigas de acero dentro del espesor total del tablero, deben aplicarse los apartados 7.5.3 y 7.5.4.

7.5.3 Armadura mínima

(1) Salvo que se compruebe con unos métodos más precisos, la armadura longitudinal superior mínima $A_{s,min}$ por viga embebida debe determinarse como sigue:

$$A_{s,min} \geq 0{,}01 A_{c,eff} \qquad (7.7)$$

donde:

$A_{c,eff}$ es el área eficaz de hormigón dada por $A_{c,eff} = s_w c_{st} \leq s_w d_{eff}$

d_{eff} es el espesor eficaz del hormigón dado por $d_{eff} = c + 7{,}5\Phi_s$

Φ_s es el diámetro de la armadura longitudinal en mm dentro del intervalo 10 mm $\leq \Phi_s \leq$ 16 mm

c, c_{st} es el recubrimiento de hormigón de la armadura longitudinal y de la sección de acero estructural respectivamente (véase la figura A32.6.8)

s_w se define en la figura A32.6.8.

La separación s de las barras de la armadura longitudinal debe satisfacer la siguiente condición: 100 mm ≤ s ≤ 150 mm.

7.5.4 Control de la fisuración producida por cargas directas

(1) Es de aplicación el apartado 7.4.3(1).

(2) La tensión en la armadura puede calcularse empleando las propiedades de la sección mixta fisurada con un momento de inercia I_2 de acuerdo con el apartado 1.5.2.12.

8 Losas de hormigón prefabricado en puentes mixtos

8.1 Generalidades

(1) En este apartado 8 se analizan las losas prefabricadas de hormigón armado o pretensado, empleadas bien como alas de canto total de tableros de puentes o como losas de canto parcial actuando junto con hormigón “in situ”.

(2) Las losas prefabricadas de puentes deben calcularse de acuerdo con los Anejos 19 a 21 del Código Estructural y también para la acción mixta con las vigas de acero.

(3) Deben considerarse en el cálculo las tolerancias de las alas de acero y del elemento de hormigón prefabricado.

8.2 Acciones

(1) Cuando los elementos prefabricados actúan como encofrado perdido debe cumplirse la reglamentación específica vigente.

8.3 Cálculo, análisis y definición de los detalles constructivos de las losas de puentes

(1) Si se supone que la losa de hormigón prefabricado actúa junto con el hormigón “in situ”, debe calcularse como continua tanto en dirección longitudinal como transversal. Las uniones entre losas deben calcularse para transmitir las fuerzas en el plano de contacto, así como los momentos flectores y los cortantes. Las compresiones perpendiculares a la unión se puede suponer que se transmiten mediante la presión de contacto, si la unión está rellena de mortero o adhesivo o si se demuestra mediante ensayos que las superficies de contacto están lo suficientemente próximas.

(2) Para el empleo de conectadores en grupos, véase el apartado 6.6.5.5(4).

(3) Podrá emplearse una distribución escalonada de los esfuerzos rasantes siempre que se cumplan las limitaciones del apartado 6.6.1.2(1).

8.4 Superficie de contacto entre la viga de acero y la losa de hormigón

8.4.1 Sistemas de apoyo y tolerancias

(1) Cuando se utilicen losas prefabricadas sin sistemas de apoyo, deberán especificarse las tolerancias requeridas para el apoyo sobre la estructura de acero.

8.4.2 Corrosión

(1) Las alas de acero bajo losas prefabricadas sin sistema de apoyo deben tener la misma protección frente a corrosión que el resto de la estructura de acero, salvo que se pueda omitir cualquier revestimiento estético que se pueda aplicar tras el montaje de la estructura.

8.4.3 Conexión a rasante y armadura pasiva transversal

(1) La conexión a rasante y la armadura transversal deben calcularse de acuerdo con las cláusulas correspondientes de los apartados 6 y 7.

(2) Si los conectadores soldados a la viga de acero se introducen en el interior de huecos o uniones entre losas, que se rellenan de hormigón después del montaje, la definición de los detalles constructivos y las propiedades del hormigón (por ejemplo, el tamaño del árido) deben ser tales que permitan un hormigonado adecuado de los mismos. La distancia libre entre los conectadores y el elemento prefabricado debe ser suficiente, en todas las direcciones, para permitir una compactación completa del hormigón de relleno teniendo en cuenta las tolerancias.

(3) Si los conectadores se disponen en grupos, la armadura debe colocarse cerca de cada grupo para evitar el fallo local prematuro tanto en el hormigón prefabricado como en el ejecutado “in situ”.

9 Placas mixtas en puentes

9.1 Generalidades

(1) Este apartado 9 es válido para placas mixtas formadas por una chapa plana nominal de acero estructural conectada a una capa de hormigón ejecutado in situ mediante pernos con cabeza y que se utilizan como ala en un tablero de un puente soportando cargas transversales, así como fuerzas en su plano, o como ala inferior de una viga cajón. Las placas de piel doble u otros tipos de conectadores no están contemplados en este apartado.

(2) Las placas de acero deben estar apoyadas durante la ejecución, bien permanentemente o bien mediante apoyos temporales, con el fin de limitar su flecha a menos de 0,05 veces el espesor de la capa de hormigón salvo que se tenga en cuenta en el cálculo de la placa de acero el peso adicional de hormigón producido por la deformación de la placa.

(3) El ancho eficaz debe determinarse de acuerdo con el apartado 5.4.1.2, donde b_0 debe tomarse como $2a_w$ con a_w como se define en el apartado 9.4(4).

(4) Para el análisis global, son de aplicación los apartados 5.1 y 5.4.

9.2 Cálculo de efectos locales

(1) Los efectos locales son los momentos flectores y los cortantes producidos por las cargas transversales sobre la placa mixta actuando como una losa unidireccional o bidireccional. Para el análisis de los efectos de las acciones locales, puede suponerse que la placa mixta es elástica y no está fisurada. El ala superior de una viga doble T no necesita calcularse como mixta en la dirección transversal.

(2) Puede suponerse que el hormigón y la chapa de acero trabajan con acción mixta sin deslizamiento.

(3) La resistencia a flexión y a esfuerzo cortante vertical puede comprobarse considerando que la chapa de acero es parte de la armadura pasiva de la losa de hormigón armado. La resistencia de cálculo a cortante vertical en el apartado 6.2.2.5(3) es aplicable, cuando la distancia en dirección longitudinal y transversal entre conectadores no supere en tres veces el espesor de la placa mixta.

9.3 Cálculo de efectos globales

(1) La placa mixta debe calcularse para resistir todos los esfuerzos producidos por las cargas axiles, flexión global y torsión de todas las vigas longitudinales o transversales de las que forme parte.

(2) El valor de cálculo de la resistencia a compresión en su plano puede tomarse como la suma de las resistencias de cálculo del hormigón y de la chapa de acero dentro del ancho eficaz. Debe considerarse la reducción de la resistencia debida a los efectos de segundo orden de acuerdo con el apartado 5.8 del Anejo 19.

(3) El valor de cálculo de la resistencia a tracción en su plano debe tomarse como la suma de las resistencias de cálculo de la chapa de acero y de la armadura dentro del ancho eficaz.

(4) Para los conectadores, debe considerarse la interacción con los efectos de las cargas locales como se indica en el apartado 9.4(1). En otro caso, no necesitaría considerarse. Los conectadores calculados para esfuerzos cortantes, tanto en la dirección longitudinal como transversal, deben comprobarse para el vector suma de las fuerzas simultáneas sobre el conectador.

9.4 Cálculo de los conectadores

(1) La resistencia a fatiga y los requisitos para los Estados Limite de Servicio deben comprobarse para la combinación del efecto local y el efecto global simultáneo.

(2) Puede emplearse la resistencia de cálculo de los pernos conectadores indicada en los apartados 6.6.3 y 6.8.3 siempre que la losa de hormigón tenga una armadura inferior con un área no inferior a 0,002 veces el área de hormigón en cada una de las dos direcciones perpendiculares.

(3) Son de aplicación las reglas para la definición de los detalles constructivos del apartado 6.6.5.

(4) Para alas anchas de vigas, puede determinarse la distribución del rasante debido a los efectos globales para Estados Limite de Servicio y de fatiga como sigue, con el fin de considerar el deslizamiento y el arrastre por cortante. La fuerza longitudinal P_{Ed} en un conectador a distancia x del alma más cercana puede tomarse como

$$P_{Ed} = \frac{v_{L,Ed}}{n_{tot}}\left[\left(3{,}85\left(\frac{n_w}{n_{tot}}\right)^{-0{,}17} - 3\right)\left(1 - \frac{x}{b}\right)^2 + 0{,}15\right] \qquad (9.1)$$

donde:

$v_{L,Ed}$ es el rasante de cálculo por unidad de longitud en la losa de hormigón debido a los efectos globales en el alma considerada, que se determina empleando los anchos eficaces para el arrastre por cortante

n_{tot} es el número total de conectadores del mismo tamaño por unidad de longitud de la viga como se muestra en la figura A32.9.1, siempre que el número de conectadores por unidad de área no aumente con x

n_w es el número de conectadores por unidad de longitud situados en una distancia medida desde el alma igual a la mayor entre $10t_f$ y 200 mm, donde t_f es el espesor de la chapa de acero. Para estos conectadores, x debe tomarse como 0

b es igual a la mitad de la distancia entre almas adyacentes o la distancia entre el alma y el borde libre del ala.

En el caso de que el ala se extienda una distancia a_w fuera del alma de acuerdo con la figura A32.9.1, el número de conectadores n_{tot} y n_w puede incluir conectadores dispuestos en esta ala. Los conectadores deben concentrarse en la región n_w de acuerdo con la figura A32.9.1. La separación de los conectadores debe satisfacer las condiciones del punto (7) para evitar el pandeo local prematuro de la placa.

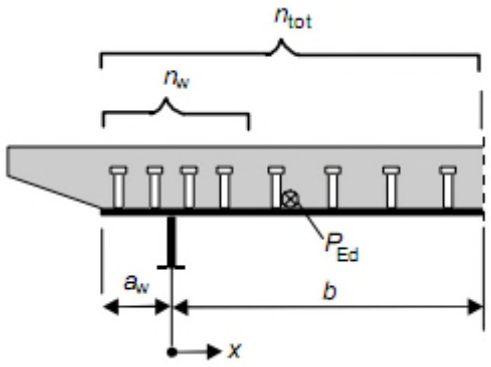


Figura A32.9.1 Definición de la notación de la ecuación (9.1)

(5) No se requiere de una determinación más precisa de la distribución de los esfuerzos rasantes en alas inferiores mixtas de secciones cajón de acuerdo con el punto (4), si la distribución de los conectadores se basa en las siguientes reglas:

- los conectadores deben concentrarse en las esquinas de la viga cajón,

- al menos el 50% del total de los conectadores, que son los responsables de transmitir el esfuerzo rasante del alma del ala inferior de hormigón, deben estar conectados al alma en el ala inferior de hormigón y dentro del ancho b_f del ala inferior de acero. El ancho b_f del ala inferior de acero debe tomarse como el mayor de:

$$b_f = 20t_f, \qquad b_f = 0{,}2b_{ei} \qquad \text{y} \qquad b_f = 400\,mm.$$

donde b_{ei} es el ancho eficaz del ala inferior de acuerdo con el apartado 5.4.1.2 y t_f el espesor del ala inferior de acero.

(6) Para Estados Límite Últimos, puede suponerse que todos los conectadores dentro del ancho eficaz soportan el mismo esfuerzo rasante.

(7) Cuando la función de los conectadores sea evitar el pandeo local del elemento de acero de la placa mixta comprimida, la separación entre los centros de los conectadores no debe superar los límites recogidos en la tabla A32.9.1.

Tabla A32.9.1 Límites superiores para las separaciones de los conectadores en una placa mixta comprimida

		Clase 2	Clase 3
Perpendicular a la dirección del esfuerzo de compresión	Ala exterior:	$14t\varepsilon$	$20t\varepsilon$
	Ala interior:	$45t\varepsilon$	$50t\varepsilon$
En la dirección del esfuerzo de compresión	Alas exteriores e interiores:	$22t\varepsilon$	$25t\varepsilon$
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$, con f_y en N/mm^2 t - espesor del ala de acero			

Apéndice C Recomendaciones para los pernos conectadores que generan fuerzas de rotura en la dirección del espesor de la losa

C.1 Resistencia de cálculo y definición de los detalles constructivos

(1) La resistencia a cortante de cálculo de un perno conectador acorde con el apartado 6.6.3.1, que produce esfuerzos de rotura en la dirección del canto de la losa, véase la figura A32.C.1, debe determinarse para los Estados Límite Últimos (salvo el de fatiga) a partir de la ecuación (C.1), si esto conduce a un valor inferior al de las ecuaciones (6.18) y (6.19):

$$P_{Rd,L} = \frac{1{,}4 k_V \left(f_{ck} d a_r'\right)^{0,4} (a/s)^{0,3}}{\gamma_V} \text{ [kN]} \qquad \text{(C.1)}$$

donde:

a_r' es la distancia eficaz al borde; $= a_r - c_V - \frac{\Phi_s}{2} \geq 50\ mm$

k_V = 1 para conexiones a rasante en posición de borde

= 1,14 para conexiones a cortante en posición intermedia

γ_V es el coeficiente parcial de seguridad.

NOTA: Véase la definición del apartado 6.6.3.1(1) para γ_V

f_{ck} es la resistencia característica del hormigón en probeta cilíndrica a la edad considerada, en N/mm^2

d es el diámetro del vástago del perno con $19 \leq d \leq 25\ mm$

h es la altura total del perno con $h/d \geq 4$

a es la separación horizontal de los pernos con $110 \leq a \leq 440\ mm$

s es la separación de los cercos con $a/2 \leq s \leq a$ y $s/a_r' \leq 3$

Φ_s es el diámetro de los cercos con $\Phi_s \geq 8\ mm$

Φ_l es el diámetro de la armadura longitudinal con $\Phi_l \geq 10\ mm$

c_V es el recubrimiento vertical de hormigón de acuerdo con la figura A32.C.1 en mm.

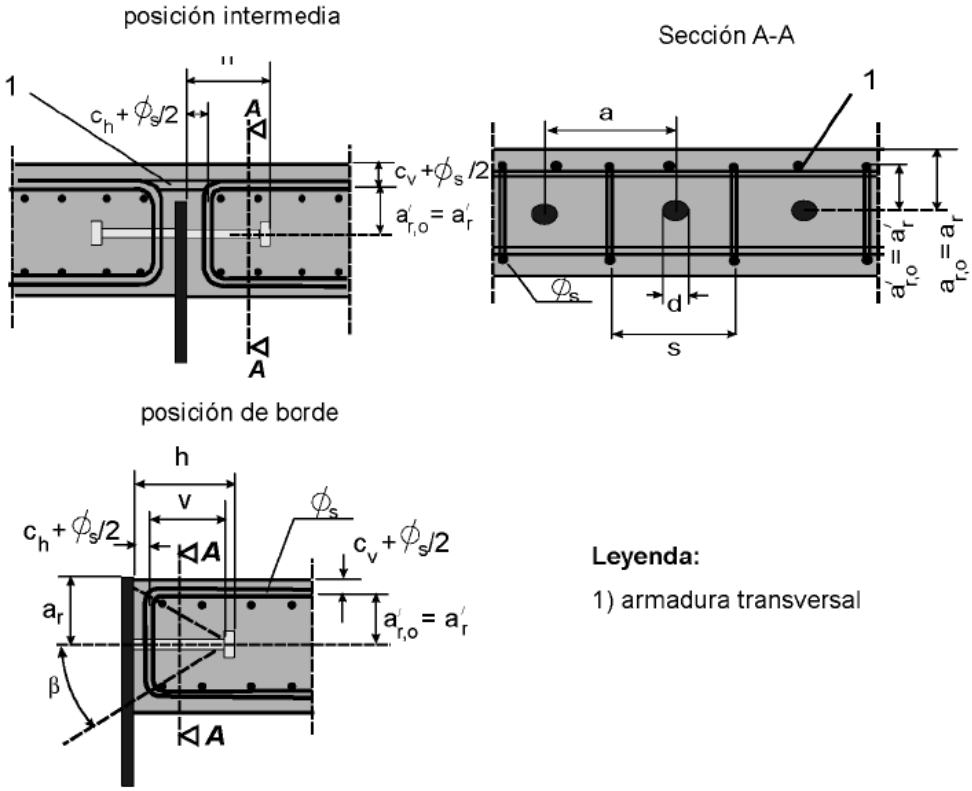


Figura A32.C.1 Posición y parámetros geométricos de los conectadores con pernos dispuestos horizontalmente

(2) El fallo por arrancamiento de un perno en el borde de la losa debe evitarse satisfaciendo las condiciones siguientes:

hormigón no fisurado: $\beta \leq 30º$ o $v \geq \max\{110\ mm; 1{,}7a'_r; 1{,}7s/2\}$

hormigón fisurado: $\beta \leq 23º$ o $v \geq \max\{160\ mm; 2{,}4a'_r; 2{,}4s/2\}$

con v como se muestra en la figura A32.C.1.

(3) La fuerza de rotura en la dirección del canto de la losa debe resistirse con cercos, que deben calcularse para un esfuerzo de tracción acorde con la siguiente ecuación:

$$T_d = 0{,}3P_{Rd,L} \qquad \text{(C.2)}$$

(4) Debe considerarse la influencia del cortante vertical en la resistencia de cálculo de un perno conectador debido a un apoyo vertical de la losa. La interacción puede comprobarse con la siguiente ecuación:

$$\left(\frac{F_{d,L}}{P_{Rd,L}}\right)^{1,2} + \left(\frac{F_{d,V}}{P_{Rd,V}}\right)^{1,2} \leq 1 \qquad \text{(C.3)}$$

con

$$P_{Rd,V} = \frac{0{,}012(f_{ck}\Phi_l)^{0,5}\left(d\frac{a}{s}\right)^{0,4}(\Phi_s)^{0,3}(a'_{r,0})^{0,7}k_V}{\gamma_V} \quad \text{[kN]} \qquad \text{(C.4)}$$

donde $a'_{r,0}$ es la distancia efectiva al borde con $a'_{r,0} = a_{r,0} - c_V - \frac{\Phi_s}{2} \geq 50\ mm$. Además de los requisitos de cálculo recogidos en C.1(1), deben satisfacerse las siguientes condiciones:

$h \geq 100\,mm$; $110 \leq a \leq 250\,mm$; $\Phi_s \leq 12\,mm$; $\Phi_l \leq 16\,mm$.

C.2 Resistencia a fatiga

(1) La curva de resistencia a fatiga de los pernos que producen fuerzas de rotura en la dirección del espesor de la losa de acuerdo con C.1(1) se obtiene para el hormigón convencional mediante el menor de los valores del apartado 6.8.3 y la ecuación (C.5):

$$(\Delta P_R)^m N = (\Delta P_c)^m N_c \qquad \text{(C.5)}$$

donde:

ΔP_R es la resistencia a fatiga basada en la variación del cortante entre pernos

ΔP_c es el valor de referencia de la resistencia a fatiga con $N_c = 2x10^6$ de acuerdo con la tabla A32.C.1

m es la pendiente de la curva de resistencia a fatiga con $m = 8$

N es el número de ciclos de carga.

En la tabla A32.C.1 a_r' es la distancia efectiva al borde de acuerdo con la figura A32.C.1 y el apartado C.1(1).

Tabla A32.C.1 Resistencia a fatiga ΔP_c para pernos dispuestos horizontalmente

a_r' [mm]	50	≥ 100	NOTA: Para $50 < a_r' < 100\,mm$, ΔP_c debe obtenerse por interpolación lineal.
ΔP_c [kN]	24,9	35,6	

(2) Para el máximo esfuerzo rasante por conectador, es de aplicación el apartado 6.8.1(3).