

CAPÍTULO X

CÁLCULOS RELATIVOS A LOS ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS

Artículo 41º Estado Límite de Equilibrio

Habrà que comprobar que, bajo la hipótesis de carga más desfavorable, no se sobrepasan los límites de equilibrio (vuelco, deslizamiento, etc.), aplicando los métodos de la Mecánica Racional y teniendo en cuenta las condiciones reales de las sustentaciones.

$$E_{d,estab} \geq E_{d,desestab}$$

donde:

$E_{d,estab}$ Valor de cálculo de los efectos de las acciones estabilizadoras.

$E_{d,desestab}$ Valor de cálculo de los efectos de las acciones desestabilizadoras.

Artículo 42º Estado Límite de Agotamiento frente a solicitaciones normales

42.1 Principios generales de cálculo

42.1.1 Definición de la sección

42.1.1.1 Dimensiones de la sección

Para la obtención de la capacidad resistente de una sección, ésta se considerará con sus dimensiones reales en la fase de construcción -o de servicio- analizada, excepto en piezas de sección en T, I o similares, para las que se tendrán en cuenta las anchuras eficaces indicadas en 18.2.1.

42.1.1.2 Sección resistente

A efectos de cálculos correspondientes a los Estados Límite de Agotamiento frente a solicitaciones normales, la sección resistente de hormigón se obtiene de las dimensiones de la pieza y cumpliendo con los criterios de 40.3.5.

42.1.2 Hipótesis básicas

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectuará a partir de las hipótesis generales siguientes:

- El agotamiento se caracteriza por el valor de la deformación en determinadas fibras de la sección, definidas por los dominios de deformación de agotamiento detallados en 42.1.3.
- Las deformaciones del hormigón siguen una ley plana. Esta hipótesis es válida para piezas en las que la relación entre la distancia entre puntos de momento nulo y el canto total, es superior a 2.
- Las deformaciones ϵ_s de las armaduras pasivas se mantienen iguales a las del hormigón que las envuelve.

Las deformaciones totales de las armaduras activas adherentes deben considerar, además de la deformación que se produce en la fibra correspondiente en el plano de deformación de agotamiento (ϵ_0), la deformación producida por el pretensado y la deformación de descompresión (figura 42.1.2) según se define a continuación:

$$\epsilon_p = \epsilon_{cp} + \epsilon_{p0}$$

donde:

ϵ_{cp} Deformación de descompresión del hormigón al nivel de la fibra de armadura considerada.

ϵ_{p0} Predeformación de la armadura activa debida a la acción del pretensado en la fase considerada, teniendo en cuenta las pérdidas que se hayan producido.

- d) El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es alguno de los que se definen en 39.5. No se considerará la resistencia del hormigón a tracción. El diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas, es el que se define en 38.4. El diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras activas, es el que se define en 38.7.
- e) Se aplicarán a las resultantes de tensiones en la sección las ecuaciones generales de equilibrio de fuerzas y momentos. De esta forma podrá calcularse la capacidad resistente última mediante la integración de las tensiones en el hormigón y en las armaduras activas y pasivas.

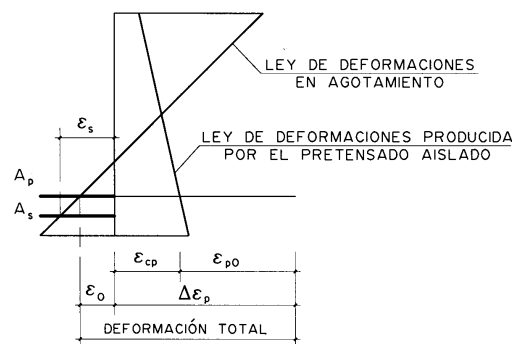


Figura 42.1.2

42.1.3 Dominios de deformación

Las deformaciones límite de las secciones, según la naturaleza de la sollicitación, conducen a admitir los siguientes dominios (figura 42.1.3.):

- Dominio 1: Tracción simple o compuesta en donde toda la sección está en tracción. Las rectas de deformación giran alrededor del punto A correspondiente a un alargamiento del acero más traccionado del 10 por 1000.
- Dominio 2: Flexión simple o compuesta en donde el hormigón no alcanza la deformación de rotura por flexión. Las rectas de deformación giran alrededor del punto A.
- Dominio 3: Flexión simple o compuesta en donde las rectas de deformación giran alrededor del punto B correspondiente a la deformación de rotura por

flexión del hormigón $\epsilon_{cu} = 3,5$ por 1.000. El alargamiento de la armadura más traccionada está comprendido entre el 10 por 1.000 y ϵ_y , siendo ϵ_y el alargamiento correspondiente al límite elástico del acero.

Dominio 4: Flexión simple o compuesta en donde las rectas de deformación giran alrededor del punto B. El alargamiento de la armadura más traccionada está comprendido entre ϵ_y y 0.

Dominio 4a: Flexión compuesta en donde todas las armaduras están comprimidas y existe una pequeña zona de hormigón en tracción. Las rectas de deformación giran alrededor del punto B.

Dominio 5: Compresión simple o compuesta en donde ambos materiales trabajan a compresión. Las rectas de deformación giran alrededor del punto C definido por la recta correspondiente a la deformación de rotura del hormigón por compresión, $\epsilon_{cu} = 2$ por 1.000.

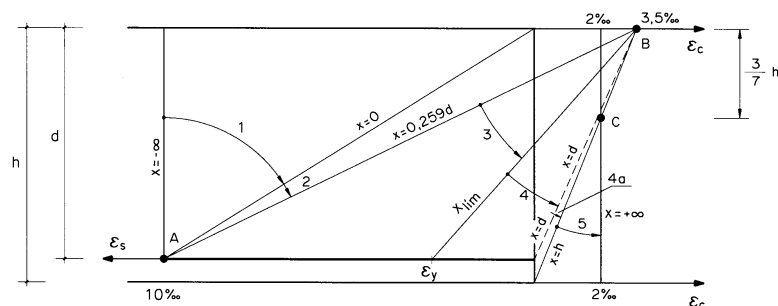


Figura 42.1.3

42.1.4 Dimensionamiento o comprobación de secciones

A partir de las hipótesis básicas definidas en 42.1.2 es posible plantear las ecuaciones de equilibrio de la sección, que constituyen un sistema de ecuaciones no lineales.

En el caso de dimensionamiento, se conocen la forma y dimensiones de la sección de hormigón, la posición de la armadura, las características de los materiales y los esfuerzos de cálculo y son incógnitas el plano de deformación de agotamiento y la cuantía de armadura.

En el caso de comprobación, se conocen la forma y dimensiones de la sección de hormigón, la posición y cuantía de la armadura y las características de los materiales y son incógnitas el plano de deformación de agotamiento y los esfuerzos resistentes de la sección.

42.2 Casos particulares

42.2.1 Excentricidad mínima

En soportes y elementos de función análoga toda sección sometida a una sollicitación normal exterior de compresión N_d debe ser capaz de resistir dicha compresión con una excentricidad mínima, debida a la incertidumbre en la posición del punto de aplicación del esfuerzo normal, igual al mayor de los valores:

$$h/20 \text{ y } 2 \text{ cm}$$

Dicha excentricidad debe ser contada a partir del centro de gravedad de la sección bruta y en la dirección más desfavorable de las direcciones principales y sólo en una de ellas.

42.2.2 Efecto de confinamiento del hormigón

El hormigón confinado en compresión mejora sus condiciones de resistencia y ductilidad, aspecto este último muy importante para garantizar un comportamiento estructural que permita aprovechar, de forma óptima, toda la capacidad resistente adicional de un elemento hiperestático.

El confinamiento de la zona comprimida de hormigón puede conseguirse con una adecuada cuantía de armadura transversal, convenientemente dispuesta y anclada.

42.2.3 Armaduras activas no adherentes

El incremento de tensión en las armaduras activas no adherentes depende del incremento de longitud del tendón entre los anclajes que, a su vez, depende de la deformación global de la estructura en Estado Límite Último.

42.3 Disposiciones relativas a las armaduras

42.3.1 Generalidades

Si existen armaduras pasivas en compresión, para poder tenerlas en cuenta en el cálculo será preciso que vayan sujetas por cercos o estribos, cuya separación s_t sea igual o inferior a quince veces el diámetro $\varphi_{\min}$ de la barra comprimida más delgada y cuyo diámetro φ_t sea igual o superior a la cuarta parte de $\varphi_{\max}$, siendo $\varphi_{\max}$ el diámetro de la armadura comprimida más gruesa. Si la separación s_t entre cercos es inferior a $15 \varphi_{\min}$, su diámetro φ_t podrá disminuirse de tal forma que la relación entre la sección del cerco y la separación s_t siga siendo la misma que cuando se adopta:

$$\varphi_t = 1/4 \varphi_{\max} ; \text{ y } s_t = 15 \varphi_{\min}$$

Para piezas comprimidas, en cualquier caso, s_t debe ser inferior que la dimensión

menor del elemento y no mayor que 30 cm.

La armadura pasiva longitudinal resistente, o la de piel, habrá de quedar distribuida convenientemente para evitar que queden zonas de hormigón sin armaduras, de forma que la distancia entre dos barras longitudinales consecutivas (s) cumpla las siguientes limitaciones:

- $s \leq 30$ cm.
- $s \leq$ tres veces el espesor bruto de la parte de la sección del elemento, alma o alas, en las que vayan situadas.

En zonas de solapo o de doblado de las barras puede ser necesario aumentar la armadura transversal.

42.3.2 Flexión simple o compuesta

En todos aquellos casos en los que el agotamiento de una sección se produzca por flexión simple o compuesta, la armadura resistente longitudinal traccionada deberá cumplir la siguiente limitación:

$$A_p f_{pd} + A_s f_{yd} \leq 0,25 \frac{W_1}{h} f_{cd}$$

donde:

- A_p Área de la armadura activa adherente.
- A_s Área de la armadura pasiva.
- f_{pd} Resistencia de cálculo del acero de la armadura activa adherente en tracción.
- f_{yd} Resistencia de cálculo del acero de la armadura pasiva en tracción.
- f_{cd} Resistencia de cálculo del hormigón en compresión.
- W_1 Módulo resistente de la sección bruta relativo a la fibra más traccionada.
- h Canto total de la sección.

42.3.3 Compresión simple o compuesta

En las secciones sometidas a compresión simple o compuesta, las armaduras, principales en compresión A'_{s1} y A'_{s2} (ver figura 42.3.3) deberán cumplir las limitaciones siguientes:

$$\begin{aligned} A'_{s1} f_{yc,d} &\leq 0,05 N_d & A'_{s1} f_{yc,d} &\leq 0,5 f_{cd} A_c \\ A'_{s2} f_{yc,d} &\leq 0,05 N_d & A'_{s2} f_{yc,d} &\leq 0,5 f_{cd} A_c \end{aligned}$$

donde:

- $f_{yc,d}$ Resistencia de cálculo del acero a compresión $f_{yc,d} = f_{yd} \leq 400$ N/mm².
- N_d Esfuerzo actuante normal mayorado de compresión.
- f_{cd} Resistencia de cálculo del hormigón en compresión.
- A_c Área de la sección total de hormigón.

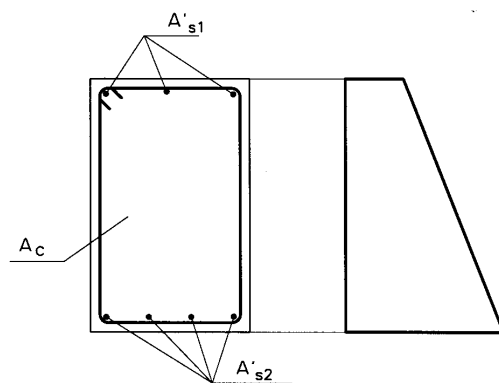


Figura 42.3.3

42.3.4 Tracción simple o compuesta

En el caso de secciones de hormigón sometidas a tracción simple o compuesta, provistas de dos armaduras principales, deberán cumplirse las siguientes limitaciones:

$$A_p f_{pd} + A_s f_{yd} \geq 0,20 A_c f_{cd}$$

42.3.5 Cuantías geométricas mínimas

En la tabla 42.3.5 se indican los valores de las cuantías geométricas mínimas que, en cualquier caso, deben disponerse en los diferentes tipos de elementos estructurales, en función del acero utilizado, siempre que dichos valores resulten más exigentes que los señalados en 42.3.2, 42.3.3 y 42.3.4.

Tabla 42.3.5: Cuantías geométricas mínimas, en tanto por 1000, referidas a la sección total de hormigón

Tipo de elemento estructural		Tipo de acero	
		B 400 S	B 500 S
Pilares		4,0	4,0
Losas (*)		2,0	1,8
Vigas (**)		3,3	2,8
Muros (***)	Armadura horizontal	4,0	3,2
	Armadura vertical	1,2	0,9

(*) Cuantía mínima de cada una de las armaduras, longitudinal y transversal repartida en las dos caras. Las losas apoyadas sobre el terreno requieren un estudio especial.

(**) Cuantía mínima correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.

(***) La cuantía mínima vertical es la correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada. La armadura mínima horizontal deberá repartirse en ambas caras. Para muros vistos por ambas caras debe disponerse el 50% en cada cara. Para muros vistos por una sola cara podrán disponerse hasta 2/3 de la armadura total en la cara vista. En el caso en que se dispongan juntas verticales de

contracción a distancias no superiores a 7,5 m, con la armadura horizontal interrumpida, las cuantías geométricas horizontales mínimas pueden reducirse a la mitad.

Artículo 43º Estado Límite de Inestabilidad

43.1 Generalidades

43.1.1 Campo de aplicación

Este artículo concierne a la comprobación de soportes aislados, estructuras aporticadas y estructuras reticulares en general, en los que los efectos de segundo orden no pueden ser despreciados.

La aplicación de este artículo está limitada a los casos en que pueden despreciarse los efectos de torsión.

Esta Instrucción no cubre los casos en que la esbeltez mecánica λ de los soportes (ver definición en 43.1.2.) es superior a 200.

43.1.2 Definiciones

A los efectos de aplicación de este Artículo 43º se denominan:

- *Estructuras intraslacionales* aquellas cuyos nudos, bajo solicitaciones de cálculo, presentan desplazamientos transversales cuyos efectos pueden ser despreciados desde el punto de vista de la estabilidad del conjunto.
- *Estructuras traslacionales* aquellas cuyos nudos, bajo solicitaciones de cálculo, presentan desplazamientos transversales cuyos efectos no pueden ser despreciados desde el punto de vista de la estabilidad del conjunto.
- *Soportes aislados*, los soportes isostáticos, o los de pórticos en los que puede suponerse que la posición de los puntos donde se anula el momento de segundo orden no varía con el valor de la carga.
- *Esbeltez mecánica* de un soporte de sección constante, el cociente entre la longitud de pandeo l_0 del soporte (distancia entre puntos de inflexión de la deformada) y el radio de giro i de la sección bruta de hormigón en la dirección considerada.
- *Esbeltez geométrica* de un soporte de sección constante, el cociente entre la longitud de pandeo l_0 del soporte y la dimensión (b ó h) de la sección que es paralela al plano de pandeo.

43.2 Método general

La comprobación general de una estructura, teniendo en cuenta las no linealidades geométrica y mecánica, puede realizarse de acuerdo con los principios generales indicados en 21.3.4 y 21.3.5. Con esta comprobación se justifica que la estructura, para las distintas combinaciones de acciones posibles, no presenta condiciones de inestabilidad global ni local, a nivel de sus elementos constitutivos, ni resulta sobrepasada la capacidad resistente de las distintas secciones de dichos elementos.

Deben considerarse en el cálculo las incertidumbres asociadas a la predicción de los efectos de segundo orden y, en particular, los errores de dimensión e incertidumbres en la posición y línea de acción de las cargas axiales.

43.3 Comprobación de estructuras intraslacionales

En las estructuras intraslacionales, el cálculo global de esfuerzos podrá hacerse según la teoría de primer orden. A partir de los esfuerzos así obtenidos, se efectuará una comprobación de los efectos de segundo orden de cada soporte considerado aisladamente, de acuerdo con 43.5.

43.4 Comprobación de estructuras traslacionales

Las estructuras traslacionales serán objeto de una comprobación de estabilidad de acuerdo con las bases generales de 43.2.

43.5 Comprobación de soportes aislados

Para soportes con esbeltez mecánica comprendida entre 100 y 200 se aplicará el método general establecido en 43.5.1.

Para soportes con esbeltez mecánica comprendida entre 35 y 100 puede aplicarse el método aproximado de 43.5.2 ó 43.5.3.

Para soportes con esbeltez mecánica inferior a 35 pueden despreciarse los efectos de segundo orden y, en consecuencia, no efectuar comprobación alguna en relación con el Estado Límite de Inestabilidad.

43.5.1 Método general

En general la comprobación de soportes aislados se llevará a cabo de acuerdo con las bases de 43.2.

43.5.2 Método aproximado. Flexión compuesta recta

Para soportes de sección y armadura constante deberá dimensionarse la sección para una excentricidad total igual a la que se indica:

$$e_{tot} = e_e + e_a \geq e_2$$
$$e_a = (1 + 0,12 \gamma_y) \frac{h + 20 e_e}{h + 10 e_e} \frac{l_0^2}{50 i_c}$$

donde:

- e_a Excentricidad ficticia utilizada para representar los efectos de segundo orden.
- e_e Excentricidad de cálculo de primer orden equivalente.
 $e_e = 0,6 e_2 + 0,4 e_1 \geq 0,4 e_2$ para soportes intraslacionales;
 $e_e = e_2$ para soportes traslacionales.
- e_2 Excentricidad de cálculo máxima de primer orden, tomada con signo positivo.
- e_1 Excentricidad de cálculo mínima de primer orden, tomada con el signo que le corresponda.
- l_0 Longitud de pandeo.
- i_c Radio de giro de la sección de hormigón en la dirección considerada.
- h Canto total de la sección de hormigón.
- e_y Deformación del acero para la tensión de cálculo f_{yd} , es decir,

$$\eta_y = \frac{f_{yd}}{E_s}$$

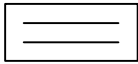
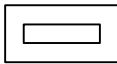
- e Parámetro auxiliar para tener en cuenta los efectos de la fluencia:
 $e = 0,003$ cuando el axil cuasipermanente no supera el 70% del axil total.
 $e = 0,004$ cuando el axil cuasipermanente es mayor que el 70% del axil total.

β Factor de armado, dado por

$$\beta = \frac{(d - d')^2}{4 i_s^2}$$

siendo i_s el radio de giro de las armaduras. Los valores de β y de i_s se recogen en la tabla 43.5.2 para las disposiciones de armaduras más frecuentes.

Tabla 43.5.2

Disposición de armadura	i_s^2	β
	$\frac{1}{4}(d - d')^2$	1,0
	$\frac{1}{12}(d - d')^2$	3,0
	$\frac{1}{6}(d - d')^2$	1,5

43.5.3 Método aproximado. Flexión compuesta esviada

Para elementos de sección rectangular y armadura constante se podrá realizar una comprobación separada, según los dos planos principales de simetría, si la excentricidad del axil se sitúa en la zona rayada de la figura 43.5.3.a. Esta situación se produce si se cumple alguna de las dos condiciones indicadas en la figura 43.5.3.a, donde e_x y e_y son las excentricidades de cálculo en la dirección de los ejes x e y , respectivamente.

Cuando no se cumplen las condiciones anteriores, podrá comprobarse el soporte esbelto si se cumple la siguiente condición:

$$\frac{M_{xd}}{M_{xu}} + \frac{M_{yd}}{M_{yu}} \leq 1$$

donde:

- M_{xd} Momento de cálculo, en la dirección x , en la sección crítica de comprobación, considerando los efectos de segundo orden.
 M_{yd} Momento de cálculo, en la dirección y , en la sección crítica de comprobación, considerando los efectos de segundo orden.
 M_{xu} Momento máximo, en la dirección x , resistido por la sección crítica.
 M_{yu} Momento máximo, en la dirección y , resistido por la sección crítica.

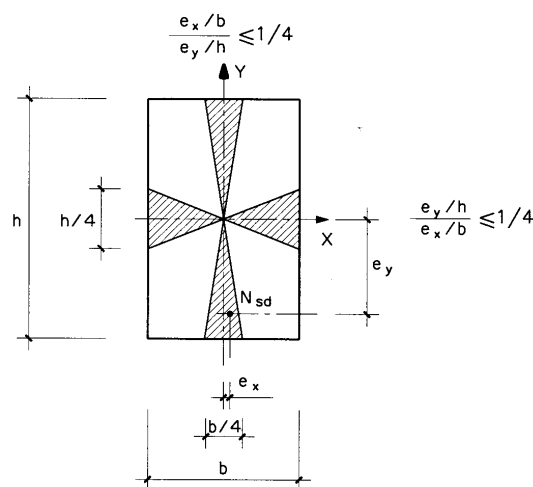


Figura 43.5.3.a

Artículo 44º Estado Límite de Agotamiento frente a cortante

44.1 Consideraciones generales

Para el análisis de la capacidad resistente de las estructuras de hormigón frente a esfuerzos cortantes, se establece como método general de cálculo el de Bielas y Tirantes (Artículos 24º y 40º), que deberá utilizarse en todos aquellos elementos estructurales o partes de los mismos que, presentando estados planos de tensión o asimilables a tales, estén sometidos a solicitaciones tangentes según un plano conocido y no correspondan a los casos particulares tratados de forma explícita en esta Instrucción, tales como elementos lineales, placas y losas (44.2).

44.2 Resistencia a esfuerzo cortante de elementos lineales, placas y losas

Las prescripciones incluidas en los diferentes subapartados son de aplicación exclusivamente a elementos lineales sometidos a esfuerzos combinados de flexión, cortante y axil (compresión o tracción) y a placas o losas trabajando fundamentalmente en una dirección.

A los efectos de este artículo se consideran elementos lineales aquellos cuya distancia entre puntos de momento nulo es igual o superior a dos veces su canto total y cuya anchura es igual o inferior a cinco veces dicho canto, pudiendo ser su directriz recta o curva. Se denominan placas o losas a los elementos superficiales planos, de sección llena o aligerada, cargados normalmente a su plano medio.

44.2.1 Definición de la sección de cálculo

Para los cálculos correspondientes al Estado Límite de Agotamiento por esfuerzo cortante, las secciones se considerarán con sus dimensiones reales en la fase analizada. Excepto en los casos en que se indique lo contrario, la sección resistente del hormigón se obtiene a partir de las dimensiones reales de la pieza, cumpliendo los criterios indicados en 40.3.5.

44.2.2 Esfuerzo cortante efectivo

Las comprobaciones relativas al Estado Límite de Agotamiento por esfuerzo cortante pueden llevarse a cabo a partir del esfuerzo cortante efectivo V_{rd} dado por la siguiente expresión:

$$V_{rd} = V_d + V_{pd} + V_{cd}$$

donde:

- V_d Valor de cálculo del esfuerzo cortante producido por las acciones exteriores.
 V_{pd} Valor de cálculo de la componente de la fuerza de pretensado paralela a la sección en estudio.
 V_{cd} Valor de cálculo de la componente paralela a la sección de la resultante de tensiones normales, tanto de compresión como de tracción, sobre las fibras longitudinales de hormigón, en piezas de sección variable.

44.2.3 Comprobaciones que hay que realizar

El Estado Límite de Agotamiento por esfuerzo cortante se puede alcanzar, ya sea por agotarse la resistencia a compresión del alma, o por agotarse su resistencia a tracción. En consecuencia, es necesario comprobar que se cumple simultáneamente:

$$\begin{aligned} V_{rd} &\leq V_{u1} \\ V_{rd} &\leq V_{u2} \end{aligned}$$

donde:

- V_{rd} Esfuerzo cortante efectivo de cálculo definido en 44.2.2.
 V_{u1} Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua en el alma.
 V_{u2} Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

La comprobación del agotamiento por compresión oblicua en el alma $V_{rd} \leq V_{u1}$ se realizará en el borde del apoyo y no en su eje.

En piezas sin armadura de cortante no resulta necesaria la comprobación de agotamiento por compresión oblicua en el alma.

La comprobación correspondiente al agotamiento por tracción en el alma $V_{rd} \leq V_{u2}$ se efectúa para una sección situada a una distancia de un canto útil del borde del apoyo directo.

44.2.3.1 Obtención de V_{u1}

El esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del alma se deduce de la siguiente expresión:

$$V_{u1} = K f_{1cd} b_0 d \frac{\cotg \alpha + \cotg \beta}{1 + \cotg^2 \alpha}$$

donde:

- f_{1cd} Resistencia a compresión del hormigón
 $f_{1cd} = 0,60 f_{cd}$
 b_0 Anchura neta mínima del elemento, definida de acuerdo con 40.3.5.
 K Coeficiente de reducción por efecto del esfuerzo axial

$$K = \frac{5}{3} \left(1 - \frac{N_{ed}}{f_{cd} A_c} \right) \leq 1,00$$

donde:

σ'_{cd} tensión axial efectiva en la sección (tracción positiva)

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d}{A_c}$$

N_d Esfuerzo axial de cálculo (tracción positiva) incluyendo el pretensado con su valor de cálculo

A_c Área total de la sección de hormigón

a) Ángulo de las armaduras con el eje de la pieza (figura 44.2.3.1.a).

?) Ángulo entre las bielas de compresión de hormigón y el eje de la pieza (figura 44.2.3.1.a). Se adoptará un valor que cumpla:

$$0,5 \leq \cotg \theta \leq 2,0$$

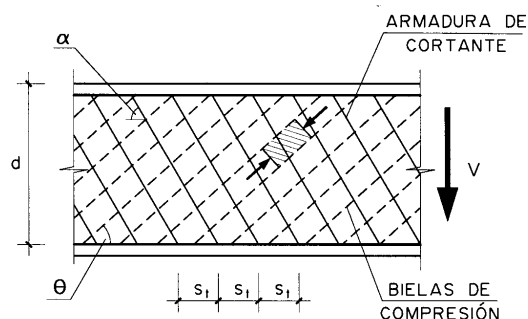


Figura 44.2.3.1.a

44.2.3.2 Obtención de V_{u2}

44.2.3.2.1 Piezas sin armadura de cortante

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma vale

$$V_{u2} = \left(0,12 + \frac{1}{100} f_{ck} \right)^{1/3} - 0,15 \sigma'_{cd} b_0 d$$

con f_{ck} expresado en N/mm^2 , donde:

$$\sigma'_{cd} = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \quad \text{con } d \text{ en mm}$$

?) Cuantía geométrica de la armadura longitudinal traccionada, pasiva y activa adherente, anclada a una distancia igual o mayor que d a partir de la sección de estudio

$$\sigma'_{cd} = \frac{A_s + A_p \frac{f_{yp}}{f_{yd}}}{b_0 d} \leq 0,02$$

44.2.3.2.2 Piezas con armadura de cortante

El esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma vale:

$$V_{u2} = V_{cu} + V_{su}$$

donde:

V_{su} Contribución de la armadura transversal de alma a la resistencia a esfuerzo cortante.

$$V_{su} = z \sin \alpha (\cot \alpha + \cot \beta) A_a f_{yd}$$

donde:

A_a Área por unidad de longitud de cada grupo de armaduras que forman un ángulo α con la directriz de la pieza (figura 44.2.3.1)

f_{yd} Resistencia de cálculo de la armadura A_a (40.2)

- Para armaduras pasivas

$$f_{yd} = f_{sd}$$

- Para armaduras activas

$$f_{yd} = f_{pd}$$

z Brazo mecánico. A falta de cálculos más precisos puede adoptarse el valor aproximado $z=0,9d$.

V_{cu} contribución del hormigón a la resistencia a esfuerzo cortante

$$V_{cu} = 0,10 \lambda (100 \lambda f_{ck})^{1/3} - 0,15 \lambda_{cd} b_0 d$$

con f_{ck} expresado en N/mm^2 , donde:

$$\lambda = \frac{2 \cot \alpha - 1}{2 \cot \alpha_e - 1} \quad \text{si } 0,5 \cot \alpha < \cot \alpha_e$$

$$\lambda = \frac{\cot \alpha - 2}{\cot \alpha_e - 2} \quad \text{si } \cot \alpha \geq \cot \alpha_e \geq 2,0$$

α_e Ángulo de referencia de inclinación de las fisuras, deducido de la expresión:

$$\cot \alpha_e = \frac{\sqrt{f_{ct,m}^2 - f_{ct,m} (\sigma_{xd} + \sigma_{yd}) + \sigma_{xd} \sigma_{yd}}}{f_{ct,m} - \sigma_{yd}} \quad \begin{matrix} \geq 0,5 \\ \leq 2,0 \end{matrix}$$

$f_{ct,m}$ Resistencia media a tracción del hormigón (39.1) considerada como positiva.

σ_{xd} σ_{yd} Tensiones normales de cálculo, a nivel del centro de gravedad de la sección, paralelas a la directriz de la pieza y al esfuerzo cortante V_d respectivamente. Las tensiones σ_{xd} y σ_{yd} se obtendrán a partir de las acciones de cálculo, incluido el pretensado, de acuerdo con la Teoría de la Elasticidad y en el supuesto de hormigón no fisurado y considerando positivas las tensiones de tracción.

44.2.3.3 Casos especiales de carga

Cuando se somete una viga a una carga colgada, aplicada a un nivel tal que quede fuera de la cabeza de compresión de la viga, se dispondrán las oportunas armaduras transversales, armaduras de suspensión, convenientemente ancladas, para transferir el esfuerzo correspondiente a aquella cabeza de compresión.

Por otra parte, en las zonas extremas de las piezas pretensadas, y en especial en los casos de armaduras activas pretesas ancladas por adherencia, será necesario estudiar el efecto de la introducción progresiva de la fuerza de pretensado en la pieza, valorando esta

fuerza en cada sección.

44.2.3.4 Disposiciones relativas a las armaduras

44.2.3.4.1 Armaduras transversales

La separación s_t entre armaduras transversales (figura 44.2.3.1.a) deberá cumplir las condiciones siguientes para asegurar un adecuado confinamiento del hormigón sometido a compresión oblicua:

$$\begin{array}{ll} s_t \leq 0,80 d \leq 300 \text{ mm} & \text{si } V_{rd} \leq \frac{1}{5} V_{u1} \\ s_t \leq 0,60 d \leq 300 \text{ mm} & \text{si } \frac{1}{5} V_{u1} < V_{rd} \leq \frac{2}{3} V_{u1} \\ s_t \leq 0,30 d \leq 200 \text{ mm} & \text{si } V_{rd} > \frac{2}{3} V_{u1} \end{array}$$

Si existe armadura de compresión y se tiene en cuenta en el cálculo, los cercos o estribos cumplirán, además, las prescripciones del Artículo 42º.

Para un control eficaz, en piezas lineales, de la fisuración inclinada de alma debida a sollicitaciones tangenciales, deberán respetarse las separaciones entre armaduras transversales indicadas en 49.3.

En general, los elementos lineales dispondrán de armadura transversal de forma efectiva.

En todos los casos, se prolongará la colocación de cercos o estribos en una longitud igual a medio canto de la pieza, más allá de la sección en la que teóricamente dejen de ser necesarios. En el caso de apoyos, los cercos o estribos se dispondrán hasta el borde de los mismos.

Las armaduras de cortante deben formar con el eje de la viga un ángulo comprendido entre 45º y 90º, inclinadas en el mismo sentido que la tensión principal de tracción producida por las cargas exteriores, al nivel del centro de gravedad de la sección de la viga supuesta no fisurada.

Las barras que constituyen la armadura transversal pueden ser activas o pasivas, pudiendo disponerse ambos tipos de forma aislada o en combinación.

La cuantía mínima de tales armaduras debe ser tal que se cumpla la relación:

$$\geq \frac{A_s f_{yk} \sin \alpha}{f_{ctd} b_0} \geq 0,02 f_{ctd} b_0$$

Al menos un tercio de la armadura necesaria por cortante, y en todo caso la cuantía mínima indicada, se dispondrá en forma de estribos que formen un ángulo de 90º con el eje de la viga.

44.2.3.4.2 Armaduras longitudinales

Las armaduras longitudinales de flexión deberán ser capaces de soportar un incremento de tracción respecto a la producida por M_d , igual a:

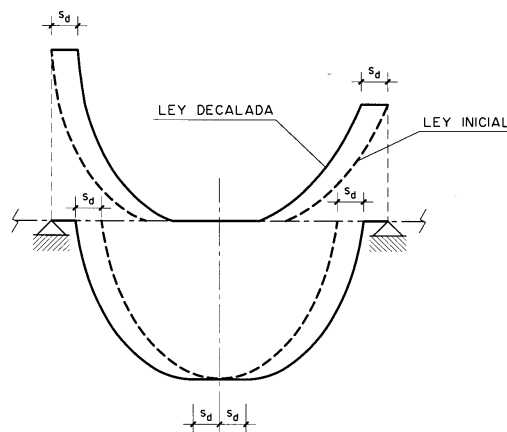
$$\geq T = V_{rd} \cot \alpha \geq - \frac{V_{su}}{2} (\cot \alpha \geq + \cot \alpha \geq)$$

Esta prescripción se cumple de forma automática decalando la ley de momentos de cálculo M_d una magnitud igual a:

$$s_d = z \left(\cotg \theta - \frac{1}{2} \frac{V_{su}}{V_{rd}} (\cotg \theta + \cotg \theta) \right)$$

en el sentido más desfavorable (figura 44.2.3.4.2).

En el caso de no existir armadura de cortante, se tomará $V_{su}=0$ en las expresiones

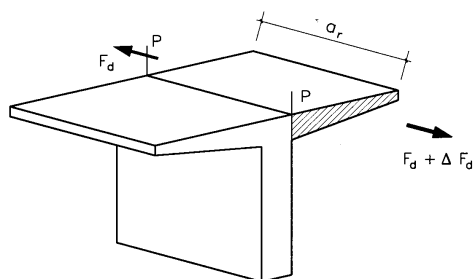


anteriores.

Figura 44.2.3.4.2

44.2.3.5 Rasante entre alas y alma de una viga

Para el cálculo de la armadura de unión entre alas y alma de las cabezas de vigas en T, en I, en cajón o similares, se empleará en general el método de Bielas y Tirantes (Artículo 40º).



Para la determinación del esfuerzo rasante puede suponerse una redistribución plástica en una zona de la viga de longitud a_r (figura 44.2.3.5.a).

Figura 44.2.3.5.a

El esfuerzo rasante medio por unidad de longitud que debe ser resistido será:

$$S_d = \frac{F_d}{a_r}$$

donde:

a_r Longitud de redistribución plástica considerada. La ley de momentos en la longitud a_r

debe presentar variación monótona creciente o decreciente. Al menos los puntos de cambio de signo de momento deben adoptarse siempre como límites de zona a_r .

$?F_d$ Es la variación en la distancia a_r de la fuerza longitudinal actuante en la sección del ala exterior al plano P.

En ausencia de cálculos más rigurosos deberá cumplirse:

$$S_d \geq S_{u1}$$

$$S_d \geq S_{u2}$$

donde:

S_{u1} Esfuerzo rasante de agotamiento por compresión oblicua en el plano P

$$S_{u1} = 0,5 f_{1cd} h_0$$

donde:

f_{1cd} Resistencia a compresión del hormigón (40.3.2), de valor:

$f_{1cd} = 0,60 f_{cd}$ para alas comprimidas;

$f_{1cd} = 0,40 f_{cd}$ para alas traccionadas.

h_0 Espesor del ala de acuerdo con 40.3.5.

S_{u2} Esfuerzo rasante de agotamiento por tracción en el plano P.

$$S_{u2} = S_{su}$$

donde:

S_{su} Contribución de la armadura perpendicular al plano P a la resistencia a esfuerzo rasante.

$$S_{su} = A_P f_{yP,d}$$

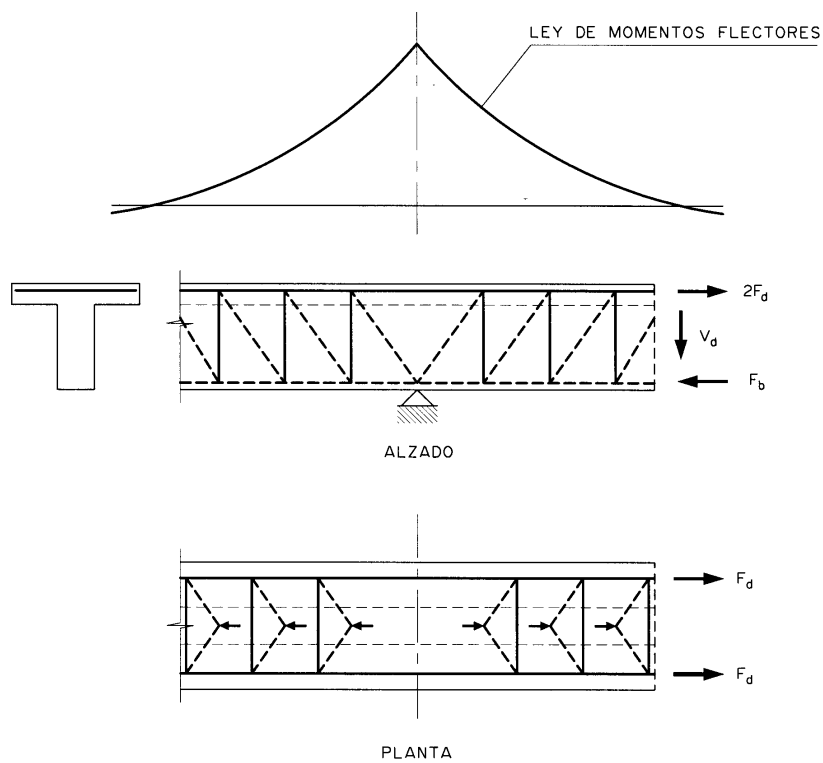
A_P Armadura por unidad de longitud perpendicular al plano P (figuras 44.2.3.5.b y c).

$f_{yP,d}$ Resistencia de cálculo de la armadura A_P :

$f_{yP,d} = S_{sd}$ para armaduras pasivas;

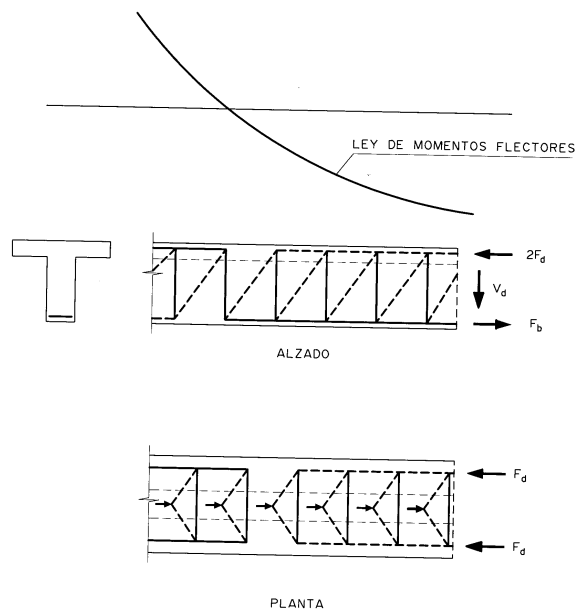
$f_{yP,d} = S_{pd}$ para armaduras activas.

En el caso de rasante entre alas y alma combinado con flexión transversal, se calcularán las armaduras necesarias por ambos conceptos y se dispondrá la mayor de las dos.



b) ALA EN TRACCIÓN

Figura 44.2.3.5.b



b) ALA EN COMPRESIÓN

Figura 44.2.3.5.c

45.1 Consideraciones generales

Las prescripciones incluidas en este artículo son de aplicación exclusivamente a elementos lineales sometidos a torsión pura o a esfuerzos combinados de torsión y flexión, cortante y axil.

A los efectos de este artículo se consideran elementos lineales aquellos cuya distancia entre puntos de momento nulo es igual o superior a dos veces y media su canto total y cuya anchura es igual o inferior a cuatro veces dicho canto, pudiendo ser su directriz recta o curva.

Los estados de flexión bidimensional (m_x , m_y y m_{xy}) en losas o placas se dimensionarán de acuerdo con el Artículo 42º, teniendo en cuenta las direcciones principales de los esfuerzos y las direcciones en que se disponga la armadura.

Cuando el equilibrio estático de una estructura dependa de la resistencia a torsión de uno o varios de los elementos de la misma, éstos deberán ser dimensionados y comprobados de acuerdo con el presente artículo. Cuando el equilibrio estático de la estructura no depende de la resistencia a torsión de uno o varios de los elementos de la misma sólo será necesario comprobar este Estado Límite en aquellos elementos cuya rigidez a torsión haya sido considerada en el cálculo de esfuerzos.

Para evitar una excesiva fisuración en piezas lineales, deberán disponerse las armaduras mínimas indicadas en el Artículo 49º.

45.2 Torsión pura

45.2.1 Definición de la sección de cálculo

La resistencia a torsión de las secciones se calcula utilizando una sección cerrada de pared delgada. Así, las secciones macizas se sustituyen por secciones equivalentes de pared delgada. Las secciones de forma compleja, como secciones en T, se dividen en varias subsecciones, cada una de las cuales se modeliza como una sección equivalente de pared delgada y la resistencia total a torsión se calcula como la suma de las capacidades de las diferentes piezas. La división de la sección debe ser tal que maximice la rigidez calculada. En zonas cercanas a los apoyos no podrán considerarse como colaborantes a la rigidez a torsión de la sección aquellos elementos de la misma cuya transmisión de esfuerzos a los elementos de apoyo no pueda realizarse de forma directa.

El espesor eficaz h_e de la pared de la sección de cálculo (figura 45.2.1) será:

$$h_e \leq \frac{A}{u} \leq 2c$$

donde:

- A Área de la sección transversal inscrita en el perímetro exterior incluyendo las áreas huecas interiores.
- u Perímetro exterior de la sección transversal.
- h_o Espesor real de la pared en caso de secciones huecas.
- c Recubrimiento de las armaduras longitudinales.

Puede utilizarse un valor de h_e inferior a A/u , siempre que cumpla con las condiciones mínimas expresadas y que permita satisfacer las exigencias de compresión del hormigón establecidas en 45.2.2.1.

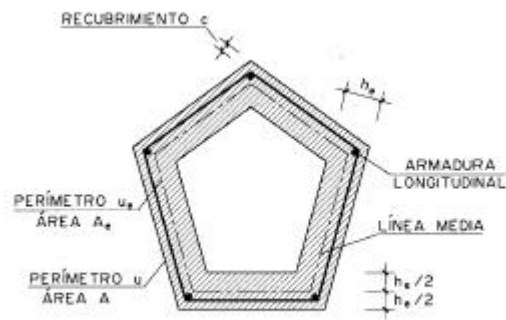


Figura 45.2.1

45.2.2 Comprobaciones que hay que realizar

El Estado Límite de Agotamiento por torsión puede alcanzarse, ya sea por agotarse la resistencia a compresión del hormigón o por agotarse la resistencia a tracción de las armaduras dispuestas. En consecuencia, es necesario comprobar que se cumple simultáneamente:

$$T_d \leq T_{u1}$$

$$T_d \leq T_{u2}$$

$$T_d \leq T_{u3}$$

donde:

T_d Momento torsor de cálculo en la sección.

T_{u1} Máximo momento torsor que pueden resistir las bielas comprimidas de hormigón.

T_{u2} Máximo momento torsor que pueden resistir las armaduras transversales.

T_{u3} Máximo momento torsor que pueden resistir las armaduras longitudinales.

Las armaduras de torsión se suponen constituidas por una armadura transversal formada por cercos cerrados situados en planos normales a la directriz de la pieza. La armadura longitudinal estará constituida por armadura pasiva o activa paralela a la directriz de la pieza, distribuida uniformemente con separaciones no superiores a 30 cm en el contorno exterior de la sección hueca eficaz o en una doble capa en el contorno exterior y en el interior de la sección hueca eficaz o real. Al menos se situará una barra longitudinal en cada esquina de la sección real para asegurar la transmisión a la armadura transversal de las fuerzas longitudinales ejercidas por las bielas de compresión.

45.2.2.1 Obtención de T_{u1}

El esfuerzo torsor de agotamiento que pueden resistir las bielas comprimidas se deduce de la siguiente expresión:

$$T_{u1} = f_{1cd} A_e h_e \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta}$$

donde:

f_{1cd} Resistencia a compresión del hormigón.

$$f_{1cd} = 0,60 f_{cd}$$

a 1,20 si hay estribos únicamente a lo largo del perímetro exterior de la pieza;

1,50 si se colocan estribos cerrados en ambas caras de la pared de la sección hueca equivalente o de la sección hueca real.

? Ángulo entre las bielas de compresión de hormigón y el eje de la pieza. Se adoptará un valor que cumpla:

$$0,4 \leq \cot \theta \leq 2,5$$

A_e Área encerrada por la línea media de la sección hueca eficaz de cálculo (figura 45.2.1).

45.2.2.2 Obtención de T_{u2}

El esfuerzo torsor que pueden resistir las armaduras transversales viene dado por:

$$T_{u2} = \frac{2 A_e A_t}{s_t} f_{yt,d} \cot \theta$$

donde:

A_t Área de las armaduras utilizadas como cercos o armadura transversal.
 s_t Separación longitudinal entre cercos o barras de la armadura transversal.
 $f_{yt,d}$ Resistencia de cálculo del acero de la armadura A_t (40.2).

- Para armaduras pasivas

$$f_{yt,d} = f_{yk} / \gamma_s$$

- Para armaduras activas

$$f_{yt,d} = f_{yk} / \gamma_s$$

45.2.2.3 Obtención de T_{u3}

El esfuerzo torsor que pueden resistir las armaduras longitudinales se puede calcular mediante:

$$T_{u3} = \frac{2 A_e}{u_e} A_l f_{yl,d} \tan \theta$$

donde:

A_l Área de las armaduras longitudinales.
 $f_{yl,d}$ Resistencia de cálculo del acero de la armadura longitudinal A_l (40.2).

- Para armaduras pasivas

$$f_{yl,d} = f_{yk} / \gamma_s$$

- Para armaduras activas

$$f_{yl,d} = f_{yk} / \gamma_s$$

u_e Perímetro de la línea media de la sección hueca eficaz de cálculo A_e (figura 45.2.1).

45.2.2.4 Alabeo producido por la torsión

En general pueden ignorarse en el cálculo de las piezas lineales de hormigón las tensiones producidas por la coacción del alabeo torsional.

45.2.3 Disposiciones relativas a las armaduras

La separación longitudinal entre cercos de torsión s_t no excederá de

$$s_t \leq \frac{u_e}{8}$$

y deberá cumplir las condiciones siguientes para asegurar un adecuado confinamiento del hormigón sometido a compresión oblicua:

$$s_t \leq 0,80 a \text{ y } 300 \text{ mm} \quad \text{si } T_d \leq \frac{1}{5} T_{u1}$$

$$s_t \geq 0,60 a \geq 300 \text{ mm} \quad \text{si } \frac{1}{5} T_{u1} < T_d \leq \frac{2}{3} T_{u1}$$

$$s_t \geq 0,30 a \geq 200 \text{ mm} \quad \text{si } T_d > \frac{2}{3} T_{u1}$$

siendo a la menor dimensión de los lados que conforman el perímetro u_e .

45.3 Interacción entre torsión y otros esfuerzos

45.3.1 Método general

Se utilizará el mismo procedimiento que en torsión pura (45.2.1) para definir una sección hueca eficaz de cálculo. Las tensiones normales y tangenciales producidas por los esfuerzos actuantes sobre esta sección se calculan a través de los métodos elásticos o plásticos convencionales.

Una vez halladas las tensiones, las armaduras necesarias en cualquier pared de la sección hueca eficaz de cálculo pueden determinarse mediante las fórmulas de distribución de tensión plana. También puede determinarse la tensión principal de compresión en el hormigón. Si las armaduras deducidas de este modo no fueran factibles o convenientes, pueden cambiarse en alguna zona las tensiones deducidas por un sistema de fuerzas estáticamente equivalentes y emplear éstas en el armado. Deberán, en este caso, comprobarse las consecuencias que dicho cambio provoca en las zonas singulares como huecos o extremos de las vigas.

Las tensiones principales de compresión σ_{cd} deducidas en el hormigón, en las distintas paredes de la sección hueca eficaz de cálculo, deben cumplir:

$$\sigma_{cd} \leq \sigma_{1cd}$$

donde σ y σ_{1cd} son los definidos en 45.2.2.1. y 40.3, respectivamente.

45.3.2 Métodos simplificados

45.3.2.1 Torsión combinada con flexión y axil

Las armaduras longitudinales necesarias para torsión y flexocompresión o flexotracción se calcularán por separado suponiendo la actuación de ambos tipos de esfuerzo de forma independiente. Las armaduras así calculadas se combinarán de acuerdo con las siguientes reglas:

- En la zona traccionada debida a la flexión compuesta, las armaduras longitudinales por torsión se sumarán a las necesarias por flexión y esfuerzo axil.
- En la zona comprimida debido a la flexión compuesta, si la capacidad mecánica de las armaduras de torsión a disponer es inferior al esfuerzo de compresión del hormigón debido a la flexión compuesta, no será necesario añadir armadura por torsión. En caso contrario se añadirá la diferencia entre ambos valores.

Por lo que respecta a las compresiones en el hormigón, deberá comprobarse que la tensión principal de compresión σ_{cd} en el punto crítico de la sección cumple:

$$\sigma_{cd} \leq \sigma_{1cd}$$

donde σ y σ_{1cd} son los definidos en 45.2.2.1.

Para la determinación de σ_{cd} se empleará la tensión de compresión σ_{md} debida a la flexión compuesta en el punto considerado y la tensión tangencial de torsión en dicho punto

calculada de acuerdo con:

$$\tau_{td} = \frac{T_d}{2 A_e h_e}$$

La tensión principal de compresión será:

$$\sigma_{cd} = \frac{\sigma_{md}}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_{md}}{2}\right)^2 + \tau_{td}^2}$$

45.3.2.2 Torsión combinada con cortante

Los esfuerzos torsores y cortantes de cálculo concomitantes deberán satisfacer la siguiente condición para asegurar que no se producen compresiones excesivas en el hormigón:

$$\frac{\sigma_{td}}{\sigma_{ut}} + \frac{\tau_{rd}}{\tau_{ut}} \leq 1$$

donde:

$$\sigma = 2 \sigma_c \left(1 - \frac{h_e}{b}\right)$$

b Anchura del elemento, igual a la anchura total para sección maciza y a la suma de las anchuras de las almas para sección cajón.

Los cálculos para el dimensionamiento de los estribos se realizarán de forma independiente, para la torsión de acuerdo con 45.2.2.2 y para el cortante con 44.2.3.2.2. En ambos cálculos se utilizará el mismo ángulo α para las bielas de compresión. Las armaduras así calculadas se sumarán teniendo en cuenta que las de torsión deben disponerse en el perímetro exterior de la sección, lo cual no es preceptivo con las de cortante.

Artículo 46º Estado Límite de Punzonamiento

46.1 Consideraciones generales

La resistencia frente a los efectos transversales producidos por cargas concentradas (cargas o reacciones) actuando en losas sin armadura transversal se comprueba utilizando una tensión tangencial nominal en una superficie crítica concéntrica a la zona cargada.

El área crítica se define a una distancia igual a $2d$ desde el perímetro del área cargada o del soporte, siendo d el canto útil de la losa.

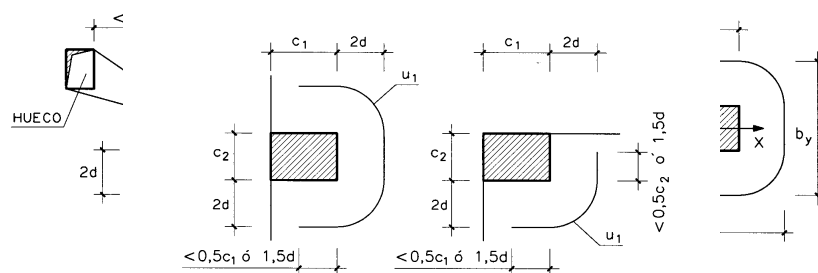


Figura 46.1.a

46.2 Losas sin armadura de punzonamiento

No será necesaria armadura de punzonamiento si se verifica la siguiente condición:

$$\tau_{sd} \leq \tau_{rd}$$

donde:

τ_{sd} Tensión tangencial nominal de cálculo en el perímetro crítico.

$$\tau_{sd} = \frac{F_{sd,ef}}{u_1 d}$$

$F_{sd,ef}$ Esfuerzo efectivo de punzonamiento de cálculo, teniendo en cuenta el efecto del momento transferido entre losa y soporte.

$$F_{sd,ef} = \beta F_{sd}$$

β Coeficiente que tiene en cuenta los efectos de excentricidad de la carga. Cuando no existen momentos transferidos entre losa y soporte toma el valor 1,00. Simplificadamente, cuando existen momentos transferidos entre losa y soporte, β puede tomarse igual a 1,15 en soportes interiores, 1,40 en soportes de borde y 1,50 en soportes de esquina.

F_{sd} Esfuerzo de punzonamiento de cálculo. Se obtendrá como la reacción del soporte. En el caso de losas pretensadas debe incluir la componente vertical del pretensado.

u_1 Perímetro crítico definido en las figuras 46.1.a y 46.1.b.

d Canto útil de la losa.

τ_{rd} Tensión máxima resistente en el perímetro crítico, con f_{ck} en N/mm^2 .

$$\tau_{rd} = 0,12 \sqrt[3]{100 \rho_l f_{ck}}$$

ρ_l Cuantía geométrica de armadura longitudinal de la losa, calculada mediante:

$$\sqrt{\rho_x \rho_y}$$

siendo ρ_x y ρ_y las cuantías en dos direcciones perpendiculares. En cada dirección la cuantía a considerar es la existente en un ancho igual a la dimensión del soporte más $3d$ a cada lado del soporte o hasta el borde de la losa, si se trata de un soporte de borde o esquina.

$\rho = 1 + \sqrt{200/d}$ con d en mm.

46.3 Losas con armadura de punzonamiento

Cuando resulta necesaria armadura de punzonamiento deben realizarse dos comprobaciones: en la zona con armadura transversal, según 46.3.1, y en la zona adyacente siguiente sin armadura transversal, según 46.3.2.

46.3.1 Zona con armadura de punzonamiento

En la zona con armadura de punzonamiento se dimensionará la armadura teniendo en cuenta lo indicado en 44.3.2.2, considerando como valor de A_a y b_0 los valores siguientes:

$$b_0 = u_1$$

$$A_v = \frac{A_{sw}}{s}$$

donde:

A_{sw} Área total de armadura de punzonamiento en un perímetro concéntrico al soporte o área cargada.

s Distancia en dirección radial entre dos perímetros concéntricos de armadura. (figura 46.3.2).

46.3.2 Zona exterior a la armadura de punzonamiento

En la zona exterior a la armadura de punzonamiento es necesario comprobar que no se requiere dicha armadura.

$$F_{sd,ef} \leq 0,12 \cdot (100 \cdot f_{ck})^{1/3} u_{n,ef} d$$

donde:

$u_{n,ef}$ Perímetro definido en la figura 46.3.2

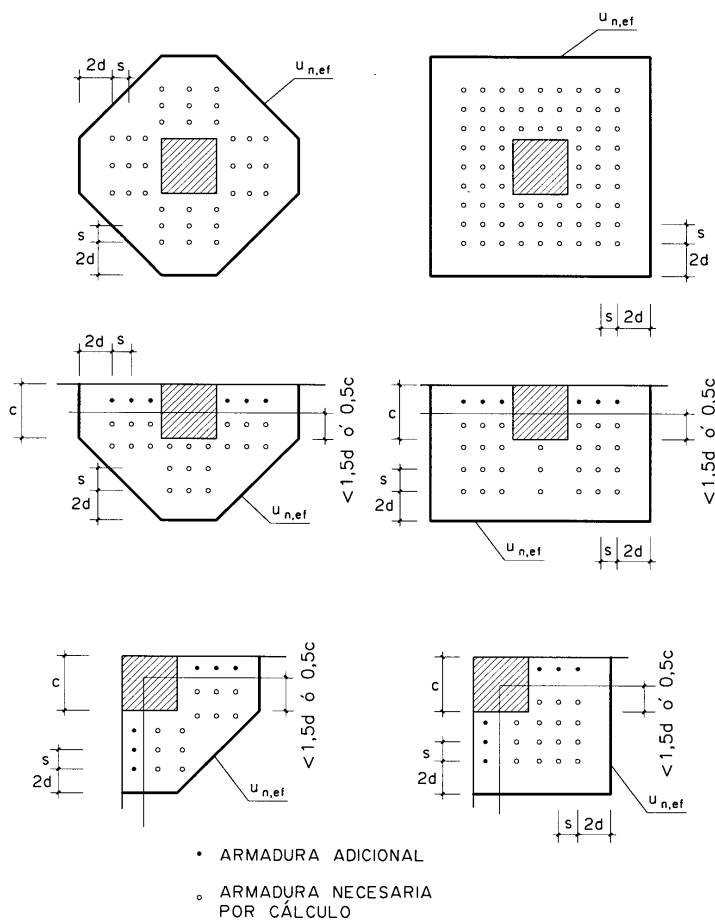


Figura 46.3.2. Disposición en planta de la armadura de punzonamiento

?_l Cuantía geométrica de armadura longitudinal que atraviesa el perímetro $u_{n,ef}$.

A la distancia en la que se comprueba esta condición se supone que el efecto del momento transferido entre soporte y losa por tensiones tangenciales ha desaparecido, por tanto, $F_{sd,ef}$ sólo tendrá en cuenta el efecto debido a la carga vertical F_{sd} .

46.4 Resistencia máxima

En cualquier caso debe comprobarse que el esfuerzo máximo de punzonamiento cumple la limitación:

$$\frac{F_{sd,ef}}{u_0 d} \leq f_{1cd}$$

donde:

f_{1cd} Resistencia a compresión del hormigón

$$f_{1cd} = 0,30 f_{cd}$$

u_0 Perímetro de comprobación (figura 46.4). En soportes interiores, u_0 es el perímetro de la sección transversal del soporte. Para soportes de borde:

$$u_0 = c_1 + 3d \leq c_1 + 2c_2$$

donde c_1 y c_2 son las dimensiones del soporte. Para soportes de esquina:

$$u_0 = 3d \leq c_1 + c_2$$

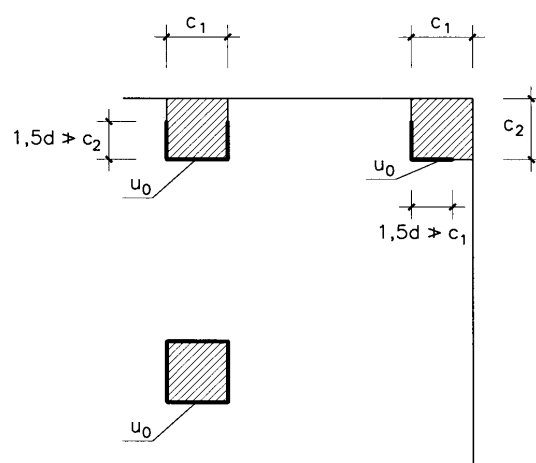


Figura 46.4. Parámetro crítico u_0

46.5 Disposiciones relativas a las armaduras

La armadura de punzonamiento debe definirse de acuerdo con los siguientes criterios:

- La armadura de punzonamiento estará constituida por cercos, horquillas verticales o barras dobladas.
- Las disposiciones constructivas deberán cumplir las especificaciones de la figura 46.5.
- La armadura de punzonamiento debe anclarse a partir del centro de gravedad del bloque comprimido y por debajo de la armadura longitudinal de tracción. El anclaje de la armadura de punzonamiento debe estudiarse cuidadosamente, sobre todo en losas de poco espesor.

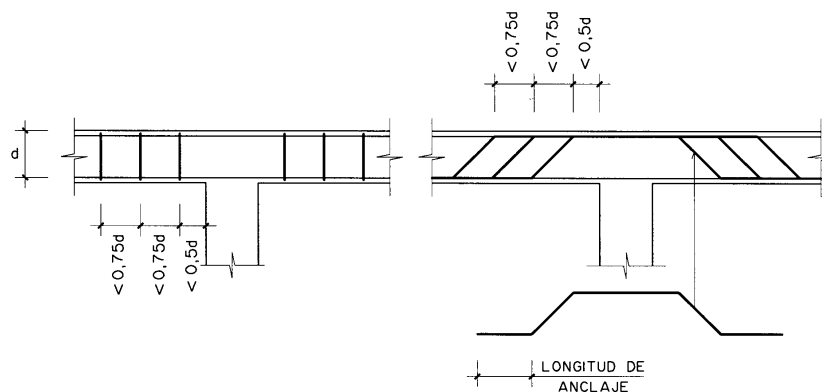


Figura 46.5. Tipología de armado de punzonamiento

Artículo 47º Estado Límite de Agotamiento por esfuerzo rasante en juntas entre hormigones

47.1 Generalidades

El Estado Límite que se trata en este Artículo es el debido al esfuerzo rasante producido por la solicitación tangencial a la que se ve sometida una junta entre hormigones.

47.2 Resistencia a esfuerzo rasante en juntas entre hormigones

La tensión rasante que solicita la junta en la sección debe cumplir:

$$t_{md} \leq f_{ct,d} + \frac{A_{st}}{s p} f_{ya,d} (\sin \alpha + \cos \alpha) + s_{cd} \leq 0,25 f_{cd}$$

donde:

- t_{md} Valor medio de la tensión rasante de cálculo de la junta en la sección considerada.
- f_{cd} Resistencia de cálculo a compresión del hormigón más débil de la junta.
- A_{st} Sección de las barras de acero, eficazmente ancladas, que cosen la junta.
- s Separación de las barras de cosido según el plano de la junta.
- p Superficie de contacto por unidad de longitud. No se extenderá a zonas donde el ancho de paso sea inferior a 20 mm o al diámetro máximo del árido, o con un recubrimiento inferior a 30 mm.
- $f_{ya,d}$ Resistencia de cálculo de las armaduras transversales en N/mm^2 ($\leq 400 N/mm^2$).
- α Ángulo formado por las barras de cosido con el plano de la junta. No se dispondrán armaduras con $\alpha > 135^\circ$ ó $\alpha < 45^\circ$.
- s_{cd} Tensión externa de cálculo normal al plano de la junta.
 $s_{cd} > 0$ para tensiones de compresión. (Si $s_{cd} < 0$, $\beta f_{ct,d} = 0$)
- $f_{ct,d}$ Resistencia de cálculo a tracción del hormigón más débil de la junta.

Los valores de β y μ se definen en la tabla 47.2.

Tabla 47.2
Valores de los coeficientes β y μ en función del tipo de superficie

	Tipo de superficie	
	Rugosidad baja	Rugosidad alta
β	0,2	0,4
μ	0,6	0,9

Para superficies rugosas, eficazmente engarzadas en cola de milano, se admite $\beta = 0,5$.

La contribución de la armadura de cosido a la resistencia a rasante de la junta, en la sección de estudio, sólo será contabilizada si la cuantía geométrica de armadura transversal cumple:

$$\frac{A_{st}}{sp} \geq \frac{0,38}{f_{y,d}} \quad (f_{y,d} \text{ en } N/mm^2)$$

Bajo sollicitaciones de fatiga o de tipo dinámico los valores correspondientes a la contribución por cohesión entre hormigones ($\beta_{ct,d}$) se reducirán en un 50%.

Cuando existan tracciones normales a la superficie de contacto (por ejemplo, cargas colgadas en la cara inferior de una viga compuesta) la contribución por cohesión entre hormigones se considerará nula ($\beta_{ct,d}=0$).

La capacidad resistente a esfuerzo rasante está obtenida bajo la hipótesis de un espesor medio mínimo del hormigón a cada lado de la junta de 50 mm, medido normalmente al plano de la junta, pudiéndose llegar localmente a un espesor mínimo de 30 mm.

47.3 Disposiciones relativas a las armaduras

Se define junta frágil como aquella cuya cuantía geométrica de armadura de cosido es inferior al valor dado en Artículo 47.2 para poder contabilizar la contribución de la armadura de cosido, y junta dúctil como aquella en la que la cuantía de armadura de cosido es superior a este valor.

En las juntas frágiles la distribución de la armadura de cosido debe hacerse proporcional a la ley de esfuerzos cortantes. En las juntas dúctiles se puede asumir la hipótesis de redistribución de tensiones a lo largo de la junta, aunque se aconseja también distribuir la armadura de cosido proporcionalmente a la ley de esfuerzos cortantes.

En el caso de piezas solicitadas a cargas dinámicas significativas, se dispondrá siempre armadura transversal de cosido en los voladizos y en los cuartos extremos de la luz.

Artículo 48º Estado Límite de Fatiga

48.1 Principios

En los elementos estructurales sometidos a acciones variables repetidas significativas puede ser necesario comprobar que el efecto de dichas acciones no compromete su seguridad durante el período de servicio previsto.

La seguridad de un elemento o detalle estructural frente a la fatiga queda asegurada si se cumple la condición general establecida en 8.1.2. La comprobación debe ser efectuada por separado para el hormigón y el acero.

En estructuras normales generalmente no suele ser necesaria la comprobación de este

Estado Límite.

48.2 Comprobaciones a realizar

48.2.1 Hormigón

A los efectos de fatiga se limitarán los valores máximos de tensión de compresión, producidos, tanto por tensiones normales como por tensiones tangenciales (bielas comprimidas), debidas a las cargas permanentes y sobrecargas que producen fatiga.

Para elementos sometidos a cortante sin armadura transversal, se limitará asimismo la capacidad resistente debida al efecto de la fatiga.

Los valores máximos de tensiones de compresión y de capacidad resistente a cortante se definirán de acuerdo con la experimentación existente o, en su caso, con los criterios contrastados planteados en la bibliografía técnica.

48.2.2 Armaduras activas y pasivas

En ausencia de criterios más rigurosos, basados, por ejemplo, en la teoría de mecánica de fractura, la máxima variación de tensión, σ_{sf} , debida a las sobrecargas que producen fatiga (13.2), deberá ser inferior que el límite de fatiga, σ_d , definido en 38.10.

$$\sigma_{sf} \leq \sigma_d$$