

Novetats de l'EHE-08

Títols 5 i 6

(Excepte Capítol 11 – ELS)

EHE – Títol 5

Capítol 8 – Dades dels materials per al projecte

Article 38 – Característiques de les armadures

38.1. Generalidades	165
38.2. Diagrama tensió-deformació característic del acer en les armadures pasives	165
38.3. Resistència de càlcul del acer en les armadures pasives	166
38.4. Diagrama tensió-deformació de càlcul del acer en les armadures pasives	166
38.5. Diagrama tensió-deformació característic del acer en les armadures actives	167
38.6. Resistència de càlcul del acer en les armadures actives	167
38.7. Diagrama tensió-deformació de càlcul del acer en les armadures actives	167
38.8. Mòdul de deformació longitudinal del acer en les armadures actives	168
38.9. Relaxació del acer en les armadures actives	168
38.10. Característiques de fatiga de les armadures actives i pasives	170
38.11. Característiques de fatiga de els dispositius d'ancatge i empalme de la armadura activa	171

Art. 38.2.

El diagrama de l'acer es refereix als valors f_{max} , f_{yk} i ε_{max} de l'article 32.

Abans

$\varepsilon_{max}=0,08$ per B400S

$\varepsilon_{max}=0,05$ per B500S

Ara

$\varepsilon_{max}=0,05$ per B400S i B500S en barra

$\varepsilon_{max}=0,075$ per B500S per B400S i B500S en rollo

$\varepsilon_{max}=0,075$ per B400SD i B500SD en barra

$\varepsilon_{max}=0,10$ per B500SD per B400S i B500SD en rollo

Art. 38.3

- Desapareix el control reduït.

~~En el caso de emplear un nivel reducido de control para el acero (90.2), deberá tomarse como resistencia de cálculo del acero el valor:~~

$$~~f_{yd} = \frac{0,75 f_{yk}}{\gamma_s}~~$$

- Es tendeix al control documental avalat el marcat CE.

Art. 38.5 i 38.7

- En els diagrames tensió deformació es canvia $\varepsilon=0,02$ per ε_y .

Art. 38.10

- S'elimina la frase dels comentaris: “No es recomendable admitir soldadures de montaje en cercos”

Art.39.1

El valor de la resistencia media a tracción, $f_{ct,m}$, puede estimarse, a falta de resultados de ensayos, mediante:

$$f_{ct,m} = 0,30 f_{ck}^{2/3} \quad \text{para } f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ct,m} = 0,58 f_{ck}^{1/2} \quad \text{para } f_{ck} > 50 \text{ N/mm}^2$$

Si no se dispone de resultados de ensayos, podrá admitirse que la resistencia característica inferior a tracción, $f_{ct,k}$ (correspondiente al cuantil del 5 por 100) viene dada, en función de la resistencia media a tracción, $f_{ct,m}$, por la fórmula:

$$f_{ct,k} = 0,70 f_{ct,m}$$

- S'afegeix el formigó d'alta resistència i s'introdueix la resistència mitja a flexotracció $f_{ct,m,fl}$, que depen del cantell de la peça i serveix per determinar el moment de fissuració d'una secció.

Article 39 – Característiques del formigó

39.1. Definicions	171
39.2. Tipificació de les hormigones	172
39.3. Diagrama tensió-deformació característic del hormigó	173
39.4. Resistència de càlcul del hormigó	173
39.5. Diagrama tensió-deformació de càlcul del hormigó	174
39.6. Mòdul de deformació longitudinal del hormigó	175
39.7. Retració del hormigó	177
39.8. Fluència del hormigó	179
39.9. Coeficient de Poisson	182
39.10. Coeficient de dilatació tèrmica	182

Art. 39.2

- S'amplia a formigons d'alta resistència (de 50 N/mm² a 100 N/mm²).
- En el comentari s'indica com designar el formigó per dosificació

Art. 39.4

- Es defineix f_{cd} com:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$



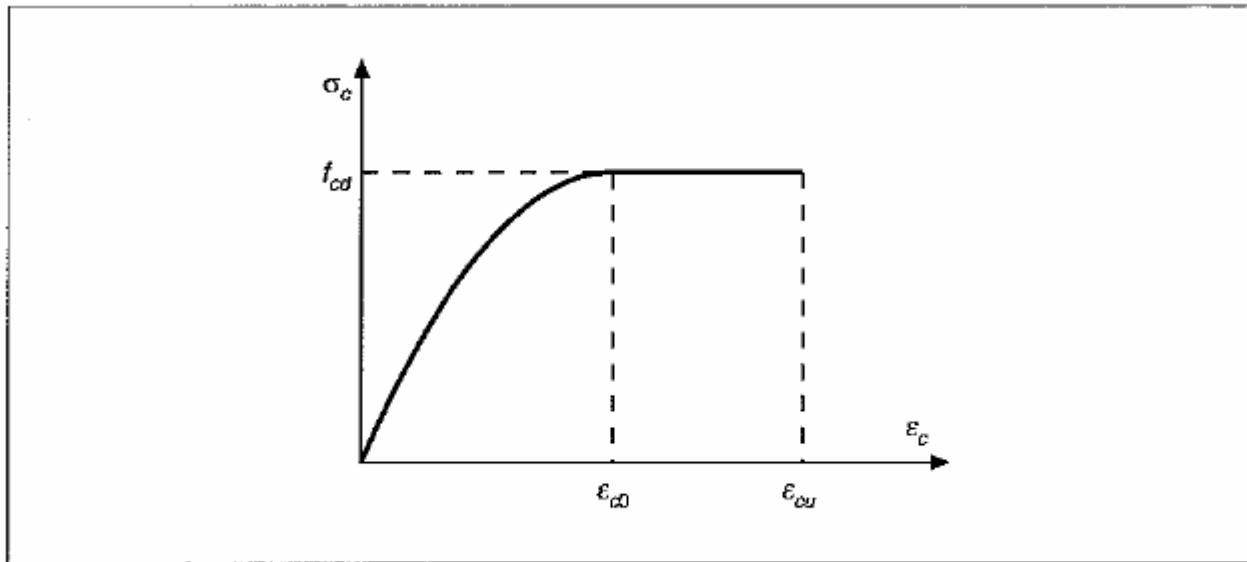
donde:

- α_{cc} Factor que tiene en cuenta el cansancio del hormigón cuando está sometido a altos niveles de tensión de compresión debido a cargas de larga duración. En esta Instrucción se adopta, con carácter general, el valor $\alpha_{cc} = 1$. No obstante, el Autor del Proyecto valorará la adopción de valores para α_{cc} que sean menores que la unidad ($0,85 \leq \alpha_{cc} \leq 1$) en función de la relación entre las cargas permanentes y las totales o en función de las características de la estructura.
- f_{ck} Resistencia característica de proyecto.
- γ_c Coeficiente parcial de seguridad que adopta los valores indicados en el Artículo 15°.

- Si estem a més del 80% de la tensió màxima a compressió convé considerar el “cansament” de formigó.

Art. 39.5 (I)

- S'adequa el diagrama tensió-deformació



- I s'incorpora l'alta resistència

Art. 39.5 (II)

La ecuación de esta parábola es:

$$\sigma_c = f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c0}} \right)^n \right] \quad \text{si } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c0}$$
$$\sigma_c = f_{cd} \quad \text{si } \varepsilon_{c0} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu}$$

Los valores de la deformación de rotura a compresión simple, ε_{c0} , son los siguientes:

$$\varepsilon_{c0} = 0,002 \quad \text{si } f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2$$
$$\varepsilon_{c0} = 0,002 + 0,000085(f_{ck} - 50)^{0,50} \quad \text{si } f_{ck} > 50 \text{ N/mm}^2$$

Los valores de la deformación última, ε_{cu} , vienen dados por:

$$\varepsilon_{cu} = 0,0035 \quad \text{si } f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2$$
$$\varepsilon_{cu} = 0,0026 + 0,0144 \left[\frac{(100 - f_{ck})}{100} \right]^4 \quad \text{si } f_{ck} > 50 \text{ N/mm}^2$$

Y el valor n que define el grado de la parábola se obtiene como:

$$n = 2 \quad \text{si } f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2$$
$$n = 1,4 + 9,6 \left[\frac{(100 - f_{ck})}{100} \right]^4 \quad \text{si } f_{ck} > 50 \text{ N/mm}^2$$



Art. 39.5 (III)

- En la fe d'errates del BOE es corregeix un error tipogràfic del diagrama rectangular simplificat.

Debe decir:

$$\begin{aligned}\eta(x) &= \eta & \text{si } 0 < x \leq h \\ \eta(x) &= 1 - (1 - \eta) \frac{h}{x} & \text{si } h \leq x < \infty\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\lambda(x) &= \lambda \frac{x}{h} & \text{si } 0 < x \leq h \\ \lambda(x) &= 1 - (1 - \lambda) \frac{h}{x} & \text{si } h \leq x < \infty\end{aligned}$$

Art. 39.6

- L'expressió E_{cm} és igual, i els factors de correcció d' E_{cm} en funció de l'àrid també, però es canvia la taula de valors de β en funció de l'edat del formigó per una fórmula

$$E_{cm}(t) = \left(\frac{f_{cm}(t)}{f_{cm}} \right)^{0,3} E_{cm}$$

donde:

$E_{cm}(t)$	Módulo de deformación secante a los t días.
E_{cm}	Módulo de deformación secante a los 28 días.
$f_{cm}(t)$	Resistencia media a compresión a los t días según 31.3
f_{cm}	Resistencia media a compresión a los 28 días.

Art. 39.7

- La redacció és idèntica, però la fórmula que apareix en el comentari és diferent (val també per alta resistència).
- Els valors de retracció que s'obtenen són diferents, donen valors de retracció més grans.



Art. 39.8

- Definició de fluència igual, però incorpora l'alta resistència.
- Tot i així els valors de la fluència són molt semblants als que s'obtenien abans

EHE – Títol 5

Capítol 9 – Capacitat resistent de bieles, tirants i nusos

Article 40 – Capacitat resistent de bieles tirants i nusos

40.1.	Generalidades	183
40.2.	Capacitat resistent de los tirantes constituïdos por armaduras	184
40.3.	Capacitat resistent de las bieles	185
40.3.1.	Bieles de hormigón en zonas con estados de compresión uniaxial	186
40.3.2.	Bieles de hormigón con fisuración oblicua o paralela a la biela	186
40.3.3.	Bieles de hormigón con armaduras comprimidas	186
40.3.4.	Bieles de hormigón confinado	187
40.3.5.	Bieles con interferencias de vainas con armaduras activas	189
40.4.	Capacitat resistent de los nudos	190
40.4.1.	Generalidades	190
40.4.2.	Nudos multicomprimidos	190
40.4.3.	Nudos con tirantes anclados	191

Art. 40.3.1

- Por bieles a compressió uniaxial es fa

$$f_{icd} = f_{cd}$$



desapareixent el 0.85

- També desapareix el diagrama rectangular específic proposat per les bieles comprimides.

Art. 40.3.2

- La redacció és igual, però en el comentari s'afegeix f_{1cd} per alta resistència. També es canvia la resistència màxima a punxonament:

Para la evaluación del esfuerzo cortante de agotamiento por compresión del hormigón del alma (44.2.3.1), para la evaluación del esfuerzo rasante de agotamiento por compresión oblicua en las alas comprimidas (44.2.3.5) y para la evaluación de la resistencia máxima a punzonamiento (46.4.3) se utiliza:

$$\begin{aligned} f_{1cd} &= 0,60f_{cd} && \text{para } f_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2 \\ f_{1cd} &= (0,90 - f_{ck}/200)f_{cd} \geq 0,50f_{cd} && \text{para } f_{ck} > 60 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Para la evaluación del esfuerzo rasante de agotamiento por compresión oblicua en alas traccionadas (44.2.3.5) se utiliza:

$$f_{1cd} = 0,40f_{cd}$$

- Que abans era $0,30 f_{cd}$

Art. 40.3.4

- Es canvia 1,6 per 1,5 en la fórmula de les bieles confinades

La capacidad resistente de las bieles puede aumentarse si el hormigón se confina apropiadamente (figura 40.3.4). Para cargas estáticas, la resistencia del hormigón puede aumentarse multiplicando f_{cd} por:

$$(1 + 1,5\alpha_{cw})$$



- I es dona una formulació més general per trobar α , que també val per alta resistència.

EHE – Títol 5

Capítol 10 – Càlculs relatius als estats límit últims

Article 41 – Estat Límit d'Equilibri

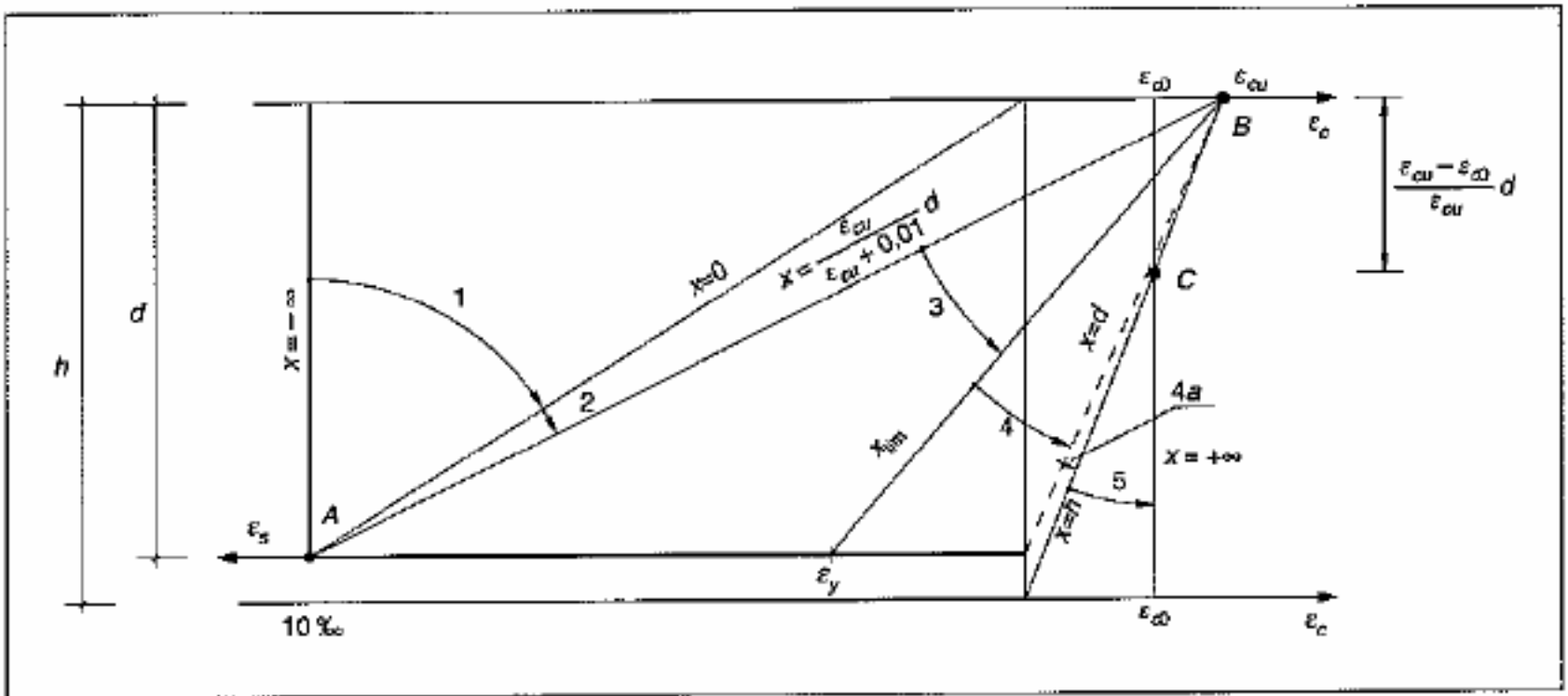
Artículo 41.º Estado Límite de Equilibrio	193
---	-----

Article 42 – Estat Límit d'Esgotament front a sol·licitacions normals

42.1.	Principios generales de cálculo	194
42.1.1.	Definición de la sección	194
42.1.1.1.	Dimensiones de la sección	194
42.1.1.2.	Sección resistente	194
42.1.2.	Hipótesis básicas	194
42.1.3.	Dominios de deformación	195
42.1.4.	Dimensionamiento o comprobación de secciones	196
42.2.	Casos particulares	197
42.2.1.	Excentricidad mínima	197
42.2.2.	Efecto de confinamiento del hormigón	197
42.2.3.	Armaduras activas no adherentes	197
42.3.	Disposiciones relativas a las armaduras	198
42.3.1.	Generalidades	198
42.3.2.	Flexión simple o compuesta	198
42.3.3.	Compresión simple o compuesta	200
42.3.4.	Tracción simple o compuesta	201
42.3.5.	Cuantías geométricas mínimas	201

Art. 42.1.2 (I)

- Té la mateixa redacció, però ara el diagrama tensió-deformació no té el 0,85.



Art. 42.1.2 (II)

- En el domini 3 desapareix el pivot fixe igual a 0,0035, ja que ara val per alta resistència.
- També canvia el domini 5, ja que la rotura a compressió del formigó ε_{co} per alta resistència no és 0,002.
- Per tant en el diagrama canvia el límit de la frontera entre els dominis 2 i 3, que és

$$x = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + 0,01} d$$

(abans era $x=0,259d$). Ara ε_{co} i ε_{cu} depenen de la resistència de formigó.

- En els comentaris es defineix que és "d".



Art. 42.2.2

- Igual que abans, però afegint que vol dir “convenientment ancorada” quan es parla de l’armadura que confina transversalment el formigó. (Es remet a l’article 42.3.4)
- En el comentari s’afegeix el valor de l’axil últim resistit.

Art. 42.3

- Desapareix la possibilitat de disminuir el diàmetre de l'estrep si:

comprimida más gruesa. Si la separación s_t entre cercos es inferior a $15 \varnothing_{\min}$, su diámetro $\varnothing_t$ 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:

$$\varnothing_t = 1/4 \varnothing_{\max} ; \text{ y } s_t = 15 \varnothing_{\min}$$

Art. 42.3.2 (I)

- Es canvia la fórmula de la quantia mecànica:

$$A_p f_{pd} \frac{d_p}{d_s} + A_s f_{yd} \geq \frac{W_1}{z} f_{ct,m,fl} + \frac{P}{z} \left(\frac{W_1}{A} + e \right)$$

- I s'afegeix:

En caso de que sólo exista armadura activa en la sección de cálculo, se considerará $d_p/d_s = 1$ en la expresión anterior.

Salvo en el caso de forjados unidireccionales con elementos prefabricados, deberá continuarse hasta los apoyos al menos un tercio de la armadura necesaria para resistir el máximo momento positivo, en el caso de apoyos extremos de vigas; y al menos un cuarto en los intermedios. Esta armadura se prolongará a partir del eje del apoyo en una magnitud igual a la correspondiente longitud neta de anclaje (punto 69.5.1).

En forjados de viguetas armadas, la armadura longitudinal inferior se pondrá, al menos, de dos barras.

Art. 42.3.2 (II)

- En el comentari es continua donant la mateixa fórmula simplificada per la secció rectangular amb armadura passiva. També hi ha el coeficient reductor α :

Para secciones rectangulares de hormigón armado en flexión simple cuando la resistencia del hormigón es inferior a 50 N/mm², la expresión del articulado proporciona la siguiente fórmula simplificada:

$$A_s \geq 0,04 A_c \frac{f_{ctd}}{f_{yd}}$$

siendo A_c el área de la sección total de hormigón.

Para secciones de hormigón armado en flexión simple cuando la resistencia característica es menor que 50 N/mm², se admite disponer una armadura mínima de tracción reducida αA_s , donde α es el factor reductor definido por:

$$\alpha = 1,5 - 1,95 \frac{A_s f_{t,d}}{f_{cd} W_1}$$

Art. 42.3.4

- Es canvia la fórmula de la quantia mínima per seccions a tracció simple o composta a:

$$A_p f_{pd} + A_s f_{yd} \geq P + A_c f_{ct,m}$$

- És a dir, s'afegeix el pretelat i s'amplia als formigons d'alta resistència.
- Amb aquest canvi, per formigons de 25 o 30 N/mm² cal una mica menys de quantia.

Art. 42.3.5 (I)

Tabla 42.3.5

Cuantías geométricas mínimas, en tanto por 1.000, referidas a la sección total de hormigón ⁽⁶⁾

Tipo de elemento estructural		Tipo de acero	
		Aceros con $f_y = 400 \text{ N/mm}^2$	Aceros con $f_y = 500 \text{ N/mm}^2$
Pilares		4,0	4,0
Losas ⁽¹⁾		2,0	1,8
Forjados unidireccionales	Nervios ⁽²⁾	4,0	3,0
	Armadura de reparto perpendicular a los nervios ⁽³⁾	1,4	1,1
	Armadura de reparto paralela a los nervios ⁽³⁾	0,7	0,6
Vigas ⁽⁴⁾		3,3	2,8
Muros ⁽⁵⁾	Armadura horizontal	4,0	3,2
	Armadura vertical	1,2	0,9

Art. 42.3.5 (II)

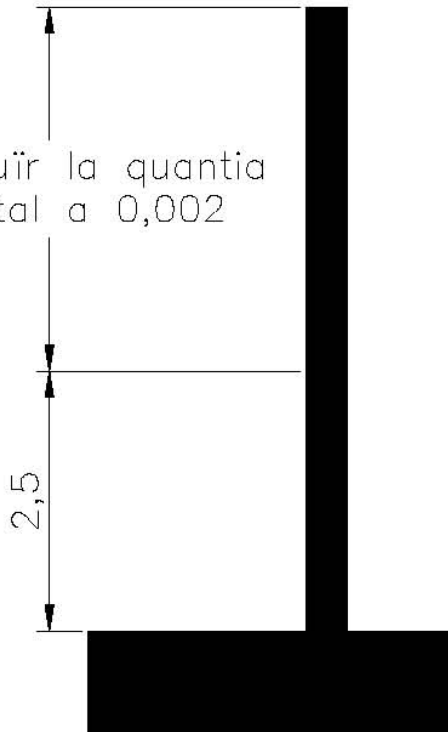
- (1) Cuantía mínima de cada una de las armaduras, longitudinal y transversal repartida en las dos caras. Para losas de cimentación y zapatas armadas, se adoptará la mitad de estos valores en cada dirección dispuestos en la cara inferior.
- (2) Cuantía mínima referida a una sección rectangular de ancho b_w y canto d del forjado de acuerdo con la Figura 42.3.5. Esta cuantía se aplica estrictamente en los nervios y no en las zonas macizadas. Todas las viguetas deben tener en la cabeza inferior, al menos, dos armaduras activas o pasivas longitudinales simétricas respecto al plano medio vertical.
- (3) Cuantía mínima referida al espesor de la capa de compresión hormigonada *in situ*.
- (4) Cuantía mínima correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.
- (5) 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.

A partir de los 2,5 m de altura del fuste del muro y siempre que esta distancia no sea menor que la mitad de la altura del muro podrá reducirse la cuantía horizontal a un 2‰. 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 al 2‰. La armadura mínima horizontal deberá repartirse en ambas caras. Para muros vistos por ambas caras debe disponerse el 50% en cada cara. En el caso de muros con espesores superiores a 50 cm, se considerará un área efectiva de espesor máximo 50 cm distribuidos en 25 cm a cada cara, ignorando la zona central que queda entre estas capas superficiales.
- (6) En el caso de elementos pretensados, la armadura activa podrá tenerse en cuenta en relación con el cumplimiento de las cuantías geométricas mínimas sólo en el caso de las armaduras pretensas que actúen antes de que se desarrolle cualquier tipo de deformación térmica o reológica.

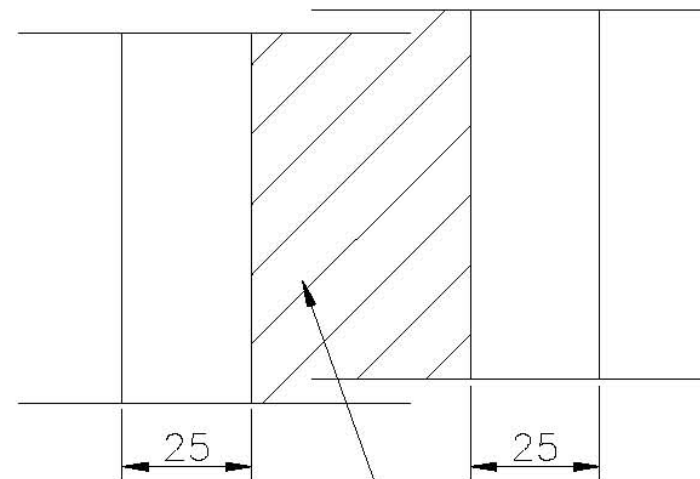
Art. 42.3.5 (III)

Per murs amb fust
de més de 5 m d'alçada

Es pot reduir la quantia
horitzontal a 0,002



Per murs de més
de 50 cm de gruix



Gruix que no compta

42.3.5 (IV)

Las cuantías geométricas mínimas para elementos traccionados, parcial o totalmente, (debido a flexión simple, compuesta o tracción simple o compuesta) se definen para controlar la fisuración debida a deformaciones impuestas producidas por temperatura y retracción.

En el caso de elementos sometidos a acciones debidas a cargas exteriores o cuando los esfuerzos de retracción y temperatura se hayan considerado en el cálculo de la armadura, las cuantías obtenidas según 42.1 o las mínimas mecánicas definidas en 42.3.2 y 42.3.4, en su caso, son suficientes para el control de las deformaciones impuestas.

Para aquellos elementos sometidos sólo a deformaciones impuestas de este tipo, en los que la estabilidad estructural está asegurada por otros mecanismos (la dirección secundaria en losas estructuralmente unidireccionales, dirección horizontal en muros, etc.), y en los que no se hayan cuantificado explícitamente estos efectos, deberán adoptarse las cuantías mínimas indicadas en el Articulado.

Exemple numèric

- L'increment de capacitat a flexió d'una biga degut a la introducció del coeficient $\alpha_{cc}=1.0$ és mínim: al voltant de +1%.
- L'increment de la capacitat axil d'un pilar de 30x30, HA-25, amb 4 ϕ 12 només amb excentricitat accidental és del +15%.
- El mateix pilar, amb un axil $N_d=1000$ kN pot suportar un +33% de moment.

Article 43 – Estat Límit d'Inestabilitat

43.1. Generalidades	202
43.1.1. Definiciones	202
43.1.2. Campo de aplicació	204
43.2. Método general	205
43.3. Comprobación de estructuras intraslacionales	206
43.4. Comprobación de estructuras traslacionales	206
43.5. Comprobación de soportes aislados	206
43.5.1. Método aproximado. Flexión compuesta recta	207
43.5.2. Método aproximado. Flexión compuesta esviada	208

Art. 43.1.1 (abans 43.1.2)

- Es canvia la formulació per determinar si una estructura és intraslacional.

$$N_d \leq k_1 \frac{n}{n+1,6} \frac{\sum EI}{h^2}$$

donde:

- N_d Carga vertical de cálculo que llega a la cimentación con la estructura totalmente cargada.
- n Número de plantas.
- h Altura total de la estructura, desde la cara superior de cimientos.
- $\sum EI$ Suma de rigideces a flexión de los elementos de contraviento en la dirección considerada, tomando para el cálculo de I , la inercia de la sección bruta.
- k_1 Constante de valor 0,62. Esta constante se debe disminuir a 0,31 si los elementos de arriostramiento han fisurado en Estado Límite Último.

- Ara són una “mica més intraslacionals”.

Art. 43.1.2 (abans 43.1.1)

- La definició és la mateixa, però s'afegeix un criteri per determinar, en suports aïllats, quan són menystenibles els efectes de 2n ordre.

$$\lambda_{inf} = 35 \sqrt{\frac{C}{v} \left[1 + \frac{0,24}{e_2/h} + 3,4 \left(\frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]} \geq 100$$

- Abans era directament $\lambda < 35$ i es deia en l'art. 43.5.
- En els comentaris es dona una formulació que depèn de la quantia d'acer del pilar (per comprovar).

Art. 43.4

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

Para las estructuras usuales de edificación de menos de 15 plantas, en las que el desplazamiento máximo en cabeza bajo cargas horizontales características, calculado mediante la teoría de primer orden y con las rigideces correspondientes a las secciones brutas, no supere 1/750 de la altura total, basta comprobar cada soporte aisladamente con los esfuerzos obtenidos aplicando la teoría de primer orden y con la longitud de pandeo de acuerdo con lo indicado a continuación.

$$\alpha = \sqrt{\frac{7,5 + 4(\Psi_A + \Psi_B) + 1,6\Psi_A \cdot \Psi_B}{7,5 + (\Psi_A + \Psi_B)}}$$

Es defineix el camp quan no cal segon ordre, i es pot usar el nomograma per estructures traslacionals.

Art. 43.5

- Se substitueix el límit de l'esveltesa 35 per el l'expressió donada a l'article 43.1.2

$$\lambda_{\text{inf}} = 35 \sqrt{\frac{C}{v} \left[1 + \frac{0,24}{e_2/h} + 3,4 \left(\frac{e_1}{e_2} - 1 \right)^2 \right]} \geq 100$$

Art. 43.5.1

- Es manté l'expressió però se substitueix la ε per 0,0035 (una mitja dels dos valors que hi havia abans).

$$e_{tot} = e_e + e_a \geq e_2$$

$$e_a = (1 + 0,12\beta)(\varepsilon_y + 0,0035) \frac{h + 20e_e}{h + 10e_e} \cdot \frac{l_0^2}{50i_c}$$

- S'afegeix el cas de pilar circular.

Article 44 – Estat Límit d'Esgotament front el tallant

44.1.	Consideraciones generales	209
44.2.	Resistencia a esfuerzo cortante de elementos lineales, placas, losas y forjados unidireccionales o asimilables	210
44.2.1.	Definición de la sección de cálculo	210
44.2.2.	Esfuerzo cortante efectivo	211
44.2.3.	Comprobaciones que hay que realizar	211
44.2.3.1.	Obtención de $Vu1$	212
44.2.3.2.	Obtención de $Vu2$	213
44.2.3.2.1	Piezas sin armadura de cortante	213
44.2.3.2.1.1	Piezas sin armadura de cortante en regiones no fisuradas ($M_d \leq M_{fis,d}$)	213
44.2.3.2.1.2	Piezas sin armadura de cortante en regiones fisuradas a flexión ($M_d > M_{fis,d}$)	215
44.2.3.2.2	Piezas con armadura de cortante	216
44.2.3.3.	Casos especiales de carga	220
44.2.3.4.	Disposiciones relativas a las armaduras	220
44.2.3.4.1	Armaduras transversales	220
44.2.3.4.2	Armaduras longitudinales	221
44.2.3.5.	Rasante entre alas y alma de una viga	222
44.2.3.6.	Cortante vertical en las juntas entre placas alveolares	224
44.2.3.7.	Punzonamiento en forjados unidireccionales	225

Art. 44.1

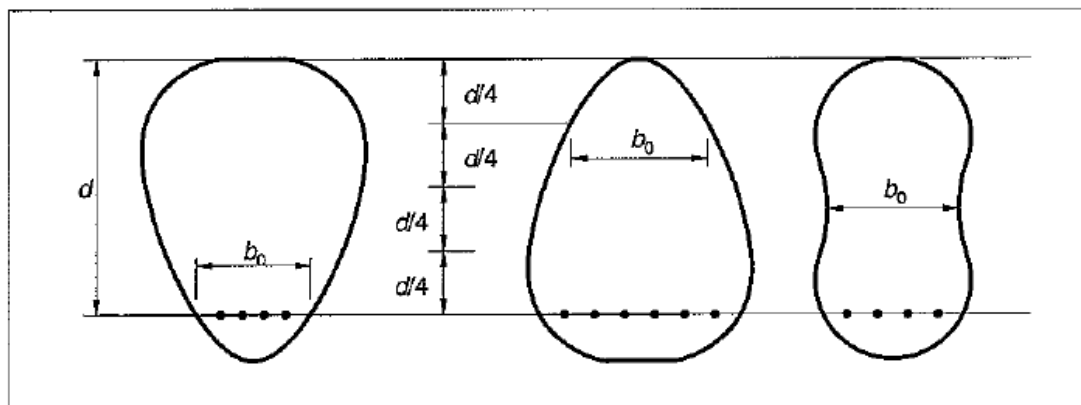
- S'afegeix, en la descripció de casos que es tracten explícitament en l'articulat, el de “forjados unidireccionales o asimilables”.

Art. 44.2

- S'amplia el títol de l'article afegint “forjados unidireccionales o asimilables”.
- La redacció es manté igual.

Art. 44.2.1

- Es manté igual, però afegint la definició de l'ample de l'ànima en l'articulat (abans era un comentari a 44.2.3.1).



- En els comentaris apareixen els detalls de secció de biguetes de l'EFHE.

Art. 44.2.3

- És igual, però s'afegeix el cas de peces sense armadura a tallant en regions no fissurades a flexió. Cas que prové de l'EFHE.

Art. 44.2.3.1

- Formalment l'expressió de V_{u1} és igual

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

- Però es modifiquen les valors de f_{1cd} i k per adaptar-los a l'alta resistència.
- En el càlcul de σ'_{cd} ara es descompta el que s'enduen les armadures dels pilars.
- En els comentaris es mantenen les fórmules per quan hi ha varis grups d'armadures transversals (amb diferent inclinació).
- També es manté la formulació per V_{u1} en el cas habitual que i ha estreps a 90° , sense esforç axil i amb fissures a 45° .

Art. 44.2.3.2.1.1

- És nou, el cas en que $M_d \leq M_{fis,d}$
- Correspon, p.e. Al cas de prefabricats pretesats.
- És com l'EFHE però es canvia la denominació que abans era M_o per $M_{fis,d}$
- En el cas de biguetes prefabricades + formigó in situ, el tallant resistit és el més gran dels obtinguts considerant a aquest cas o el de l'anima fissurada (44.2.3.2.1.2). Ojo que hi correcció del BOE:

En la página 65, apartado 44.2.3.2.1.1, donde dice: "...formando el resto del nervio y la cabeza de compresión, el alma no está comprimida por el pretensado de la viga, o en todo caso la compresión es muy reducida y se transmite en el tiempo por fluencia. Por ello, el cortante último resistido será el mayor de los obtenidos mediante el presente artículo, considerando la viga pretensada sola, o aplicando la comprobación a cortante según el punto 44.2.3.2.1.2.", debe decir: "... formando el resto del nervio y la cabeza de compresión, el cortante último resistido será el mayor de los obtenidos mediante el presente artículo, considerando la viga pretensada sola, o aplicando la comprobación a cortante según el punto 44.2.3.2.1.2."



Art. 44.2.3.2.1.2 (I)

- La formulació es manté, però afegint el coeficient de minoració de la resistència del formigó (γ_c) de forma explícita, ja que aquest valor ara es pot ajustar.

$$V_{u2} = \left[\frac{0,18}{\gamma_c} \xi (100 \rho_1 f_{cv})^{1/3} + 0,15 \sigma'_{cd} \right] b_0 d$$

- També es canvia f_{ck} per f_{cv} i introduir l'alta resistència, i penalitzar el valor del tallant si el control és indirecte.

f_{cv} Resistencia efectiva del hormigón a cortante en N/mm² de valor $f_{cv} = f_{ck}$ con f_{cv} no mayor que 15 N/mm² en el caso de control indirecto de la resistencia del hormigón, siendo f_{ck} la resistencia a compresión del hormigón, que a efectos de este apartado no se considerará superior a 60 N/mm².



Art. 44.2.3.2.1.2 (II)

- Es dona per fi un valor mínim de la resistència independent de la quantia longitudinal ρ .

$$V_{u2} = \left[\frac{0,075}{\gamma_c} \xi^{3/2} f_{cv}^{1/2} + 0,15 \sigma'_{cd} \right] b_0 d$$



Art. 44.2.3.2.1.2 (III)

- També es limita el valor de la compressió, tot i que no queda clar....

En la pàgina 66, apartado 44.2.3.2.1.2, donde dice:

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d}{A_c} < 0,30 f_{cd} \nlessgtr 12\text{MPa}$$

Debe decir:

$$\sigma'_{cd} = \frac{N_d}{A_c} < 0,30 f_{cd} \nlessgtr 12\text{MPa}$$

Art. 44.2.3.2.1.2 (IV)

- En canvi, en el valor de la quantia longitudinal ρ_l ara el valor de l'armadura de pretesat no es veu augmentada pel seu límit elàstic més alt.

$$\rho_l = \frac{A_s + A_p}{b_0 d} \leq 0,02$$



Art. 44.2.3.2.1.2 (V)

- Finalment, es tracten els casos de les biguetes prefabricades amb formigó in situ:

En el caso de forjados con vigueta pretensada prefabricada, el cortante de agotamiento por tracción en el alma será el menor de los valores obtenidos considerando por una parte el ancho mínimo del nervio pretensado y por otra el menor ancho del hormigón vertido en obra por encima de la vigueta, teniendo en cuenta que el cortante V_{u2} resistido deberá ser mayor que el valor mínimo establecido en este artículo.

En el primer caso, se considerará como valor de cálculo de la resistencia a compresión del hormigón el correspondiente a la vigueta pretensada, como tensión σ'_{cd} la referida al área de la vigueta y como cuantía geométrica de armadura la referida a una sección de referencia de ancho b_0 , y canto d , siendo b_n el ancho mínimo del nervio y d el canto útil del forjado.

En el segundo caso se considerará como resistencia a compresión del hormigón la del hormigón vertido *in situ*, se considerará nula la tensión σ'_{cd} y la cuantía geométrica de armadura se referirá a una sección de ancho b_0 y canto d , siendo b_0 el ancho mínimo del nervio en la zona del hormigón vertido *in situ* por encima de la vigueta.

Art. 44.2.3.2.1.2 (VI)

- El cas de la bigueta amb gelosia es tracta igual que a l'EFHE.
- En els comentaris s'inclouen de forma general casos de peces compostes amb prefabricat i "in situ".

En caso de piezas compuestas por elementos prefabricados y hormigón in situ, V_{u2} se calculará considerando como tensión σ'_{cdr} la compresión media que genera el pretensado en la sección compuesta una vez descontadas las pérdidas diferidas en la pieza prefabricada.

Art. 44.2.3.2.2 (I)

- La contribució de V_{su} és la mateixa, però s'explica millor que és θ .
- Es contempla el cas de secció circular a flexió amb armadura a tallant: $z=0,80 h$ (suposem que h és el diàmetre). Per tenir en compte la pèrdua d'efectivitat per la inclinació transversal de les branques de l'estrep circular, el valor final V_{su} cal multiplicar-ho per un factor 0,85.



- Es contemplen explícitament també els casos de flexo compressió i flexotracció.

Art. 44.2.3.2.2 (II)

- Com abans, s'ajusta la validesa de la formulació de V_{cu} a l'alta resistència, introduint f_{cv} , que ara sí que és sempre igual a f_{ck} ja que el mecanisme d'engranament de l'àrid és vàlid entre cares de fissures inclús en alta resistència degut a la presència de l'armat a tallant.
- Es penalitza la resistència a tallant del formigó $f_{ck} \leq 15 \text{ N/mm}^2$ en el cas del control indirecte del formigó.
- En la correcció d'errates del BOE s'afegeix el valor mínim a tallant del formigó:

$$V_{u2} = \left[\frac{0,075}{\gamma_c} \xi^{3/2} \cdot f^{1/2} + 0,15 \sigma'_{cd} \right] b_0 d$$



- Però on diu f ha de dir f_{cv} i segurament on diu V_{u2} hauria de dir V_{cu} .

Art. 44.2.3.2.2 (III)

- Per la determinació de l'angle de referència d'inclinació de les fissures θ_e es dona el mateix mètode simplificat i un de nou més general.
- En els comentaris, els casos simplificats habituals es mantenen (estreps a 90° , etc...) i s'afegeix una explicació del mètode del cas general de θ_e

Art. 44.2.3.4.1

- La fórmula de separació entre armadures transversals es generalitza, contemplant l'angle α de les barres, i es permet separar una mica més les armadures en cantells grans.
- La resta de prescripcions són iguals, adaptant-se a l'alta resistència. Per f_{ck} baixos, es necessari menys quantia.

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

$$\sum \frac{A_{\alpha} f_{y\alpha,d}}{\sin \alpha} \geq \frac{f_{ct,m}}{7,5} b_0$$

Art. 44.2.3.5



- És igual, però afegint l'alta resistència.
- En el cas de rasant entre ales i ànima més flexió transversal, es calculen les armadures per separat i se sumen (abans es col·locava la més gran).
- Es dona, però, la possibilitat de reduir l'armadura de rasant, tenint en compte la compressió deguda a la flexió transversal.

Art. 44.2.3.6

- És l'article 14.2.2.2 de l'EFHE de tallant entre plaques alveolars.

Art. 44.2.3.7

- És l'article 14.4 de l'EFHE de punxonament en forjats unidireccionals.

Exemple numèric

- Un cercol estreat de 30x30 HA-25 tenia la següent resistència a tallant degut al formigó:
 - Amb $2\phi 12$ $\tau_{rd}=0,36 \text{ N/mm}^2$ (3,6 kg/cm²)
 - Amb $2\phi 20$ $\tau_{rd}=0,51 \text{ N/mm}^2$ (5,1 kg/cm²)
- Ara el valor mínim (independent de quantia longitudinal) és: 0,63 N/mm² (6,3 kg/cm²)

(Amb EH-91 era 6,45 kg/cm²)



Article 45 – Estat Límit d'Esgotament per torsió en elements lineals

45.1.	Consideraciones generales	226
45.2.	Torsión pura	227
45.2.1.	Definición de la sección de cálculo	227
45.2.2.	Comprobaciones que hay que realizar	227
45.2.2.1.	Obtención de $Tu1$	228
45.2.2.2.	Obtención de $Tu2$	228
	45.2.2.3. Obtención de $Tu3$	229
	45.2.2.4. Alabeo producido por la torsión	229
45.2.3.	Disposiciones relativas a las armaduras	229
45.3.	Interacción entre torsión y otros esfuerzos	229
45.3.1.	Método general	229
45.3.2.	Métodos simplificados	230
45.3.2.1.	Torsión combinada con flexión y axil	230
45.3.2.2.	Torsión combinada con cortante	231

Art. 45.2.3.

- S'adapta a l'alta resistència.
- S'introdueix el factor k (definit en 44.2.3.1) que té en compte l'esforç axil, i que abans es prenia igual a 1.
- Es restringeix una mica el rang d'angles θ de les bieles de compressió.
- Pels casos habituals dona el mateix.

Art. 45.3.1

- Igual, però com que α s'ha modificat a $1/2 \alpha$ d'abans, en la nova fórmula apareix 2α .

Art. 45.3.2.1

- Es canvia l'expressió per les zones comprimides, adaptant-les a l'alta resistència
- En els comentaris s'amplia la informació

Art. 45.3.2.2

- Es manté igual i s'afegeix el cas d'un forjat unidireccional, que és el mateix de l'EFHE.

Article 46 – Estat Límit d'Esgotament front a punxonament

46.1.	Consideraciones generales	233
46.2.	Superficie crítica de punzonamiento	233
46.3.	Losas sin armadura de punzonamiento	234
46.4.	Losas con armadura de punzonamiento	236
46.4.1.	Zona con armadura transversal de punzonamiento	236
46.4.2.	Zona exterior a la armadura de punzonamiento	236
46.4.3.	Zona adyacente al soporte o carga	237
46.5.	Disposiciones relativas a las armaduras	238

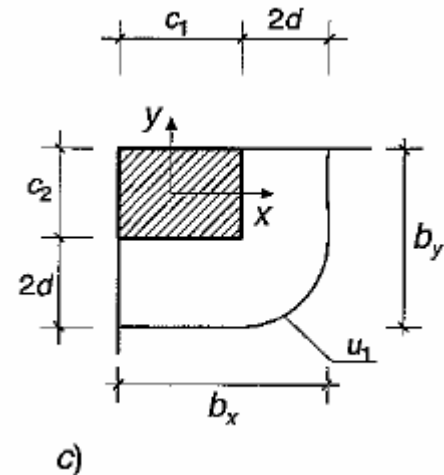
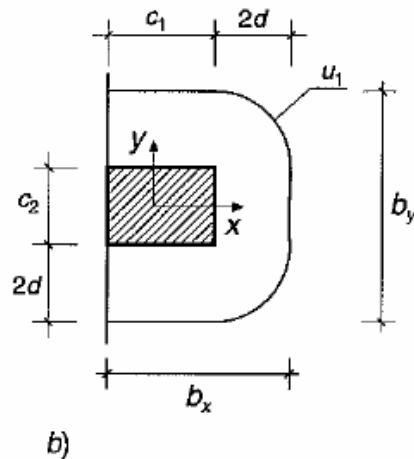
Art. 46.1

- Es defineix el concepte general.

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

Art. 46.2

- S'explica com calcular-ho.
- S'amplia la definició de d al cas de tenir gruixos diferents en 2 direccions ortogonals (es fa la semisuma).
- Es canvia la definició de perímetre crític en el cas de pilars de vora o cantonada, que arriba a l'extrem del foriat.



Art. 46.3

- Es manté el mateix mètode, però es defineix millor F_{sd} i τ_{rd} .

τ_{rd} Tensión máxima resistente en el perímetro crítico:

$$\tau_{rd} = \frac{0,18}{\gamma_c} \xi (100 \rho_l f_{cv})^{1/3} + 0,1 \sigma'_{cd}$$

con un valor mínimo de

$$\tau_{rd} = \frac{0,075}{\gamma_c} \xi^{3/2} f_{cv}^{1/2} + 0,1 \sigma'_{cd}$$

- Igual que el tallant per formigó sense armadura transversal.
- En els comentaris es contempla el cas de lloses de fonaments, i es defineix $\beta=1,05$. (Potser això hauria d'estar a l'article anterior).

Art. 46.4

- S'especifica que la comprovació per lloses amb armadura de punxonament cal fer-la en tres punts:
 - Zona amb armadura transversal. (46.4.1)
 - Zona exterior a l'armadura de punxonament. (46.4.2)
 - Zona adjacent al suport.(46.4.3)

Art. 46.4.1

- Es canvia l'expressió fent-la més general:

$$\tau_{sd} \leq 0,75\tau_{rd} + 1,5 \cdot \frac{A_{sw}f_{y\alpha,d} \text{ sen } \alpha}{s \cdot U_1}$$

Art. 46.4.2

- S'agafa l'expressió que correspon a les zones sense armadura de punxonament.
- En la correcció del BOE es rectifica f_{ck} per valor correcte f_{cv} :

En la página 75, apartado 46.4.2, donde dice:

$$F_{sd,ef} \leq \left(\frac{0,18}{\gamma_c} \xi (100 \rho_\ell f_{ck})^{1/3} + 0,1 \sigma'_{cd} \right) u_{n,ef} \cdot d$$

Debe decir:

$$F_{sd,ef} \leq \left(\frac{0,18}{\gamma_c} \xi (100 \rho_\ell f_{cv})^{1/3} + 0,1 \sigma'_{cd} \right) u_{n,ef} \cdot d$$



Art. 46.4.3

- S'amplia la formula a l'alta resistència.
- En la correcció del BOE es porta el perímetre fins a la vora del forjat.

En la página 75, apartado 46.4.3, sustituir la definición de u_0 por la siguiente:

u_0 Perímetro de comprobación que, para soportes rectangulares, se tomará como:

- a) En soportes interiores, u_0 es el perímetro de la sección transversal del soporte.
- b) En soportes de borde:

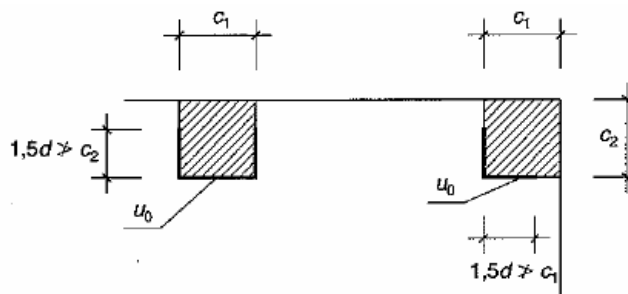
$$u_0 \leq c_1 + 2 c_2$$

donde c_1 y c_2 son las dimensiones del soporte en la dirección del borde y en la perpendicular a la misma, respectivamente.

- c) Para soportes de esquina:

$$u_0 \leq c_1 + c_2$$

donde c_1 y c_2 son las dimensiones del soporte, en la dirección del borde y en la perpendicular a la misma, respectivamente.



Art. 46.5

- Es defineix clarament que l'armadura de punxonament cal ancorar-la a partir del centre de gravetat del bloc comprimit, per sota de l'armadura longitudinal de tracció.
- Es menciona el problema d'ancorar-la en lloses de poc espessor.

Article 47 – Estat Límit d'Esgotament per esforç rasant en junts entre formigons

47.1.	Generalidades	239
47.2.	Resistencia a esfuerzo rasante en juntas entre hormigones	240
47.2.1.	Secciones sin armadura transversal	240
47.2.2.	Secciones con armadura transversal	241
47.2.2.1.	Secciones con $\tau_{r,d} \leq 2,5\beta\left(1,30 - 0,30\frac{f_{ck}}{25}\right)f_{ctd}$	241
47.2.2.2.	Secciones con $\tau_{r,d} > 2,5\beta\left(1,30 - 0,30\frac{f_{ck}}{25}\right)f_{ctd}$	241
47.3.	Disposiciones relativas a las armaduras	243

Art. 47.1

- La definició és més genèrica.
- En els comentaris es manté el cas de peces formigonades en dos fases (p.e. biguetes d'un unidireccional)

Art. 47.2.

- S'afegeix la definició genèrica (per peces amb o sense armadura transversal).
- El límit de validesa es manté igual.

Art. 47.2.1 (I)

- Se separa el cas sense armadura transversal (nou).

$$\tau_{r,u} = \beta \left(1,30 - 0,30 \frac{f_{ck}}{25} \right) f_{ctd} \leq 0,70 \beta f_{ctd}$$

- Inclou l'alta resistència.

Art. 47.2.1 (II)

- Tot i que no es diu explícitament en aquest article, en el comentari de l'article 47.2.2 es manté la peculiaritat de les unions en cua de milà, acceptant-se valors superiors als de l'articulat si s'avalen amb estudis experimentals (com a l'EFHE):

Las uniones con configuraciones geométricas que permiten la imbricación eficaz entre las partes de la sección compuesta son capaces de movilizar mayor resistencia que la correspondiente a la adhesión a través del mecanismo de llaves de cortante. Tal es el caso de las configuraciones en cola de milano.

En cualquier caso, en secciones compuestas sin armadura transversal de esfuerzo rasante, podrían aceptarse valores de la resistencia superiores a los establecidos en el articulado, siempre que tales valores queden justificados por estudios experimentales realizados al efecto en los que se contemplen los parámetros que condicionan la resistencia frente a rasante y todo ello en función del proceso empleado en la fabricación de las partes prefabricadas.

Art. 47.2.2

- El cas amb armadura transversal, que es modifica lleugerament afegint l'alta resistència, distingint-se dos casos: 47.2.2.1 i 47.2.2.2
- En qualsevol cas continua mantenint-se el límit total $\leq 0,25 f_{cd}$

Art. 47.3

- Es manté el redactat.
- Però s'afegeixen uns límits a la separació de l'armadura de cosit:

La separación entre armaduras transversales que cosen la superficie de contacto no será superior al menor de los valores siguientes:

- Canto de la sección compuesta.
- Cuatro veces la menor dimensión de las piezas que une la junta.
- 60 cm.

Article 48 – Estat Límit de Fatiga

48.1.	Principios	244
48.2.	Comprobaciones a realizar	244
48.2.1.	Hormigón	244
48.2.2.	Armaduras activas y pasivas	245

EHE - Títol 6 – Elements Estructurals

Capítol 12 – Elements Estructurals

Artículo 52.º Elementos estructurales de hormigón en masa	263
52.1. Ámbito de aplicación	263
52.2. Hormigones utilizables	263
52.3. Acciones de cálculo	263
52.4. Cálculo de secciones a compresión	264
52.5. Cálculo de secciones a compresión y esfuerzo cortante	265
52.6. Consideración de la esbeltez	265
52.6.1. Anchura virtual	265
52.6.2. Longitud de pandeo	266
52.6.3. Esbeltez	266
52.6.4. Excentricidad ficticia	266
Artículo 53.º Vigas	267
Artículo 54.º Soportes	268
Artículo 55.º Placas, losas y forjados bidireccionales	268
Para losas rectangulares apoyadas en dos bordes se dispondrá, en cualquier caso, una armadura transversal paralela a la dirección de los apoyos calculada para resistir un momento igual al 25% del momento principal.	
Artículo 56.º Laminas	272
Artículo 57.º Muros	272

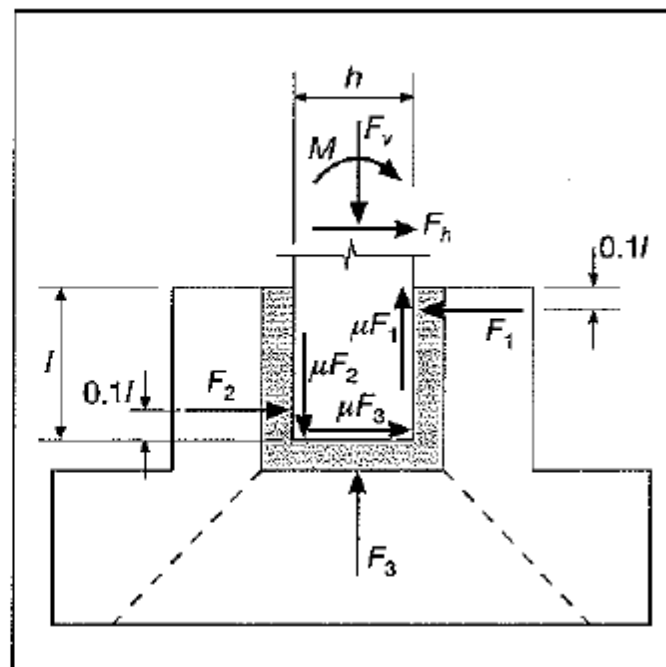
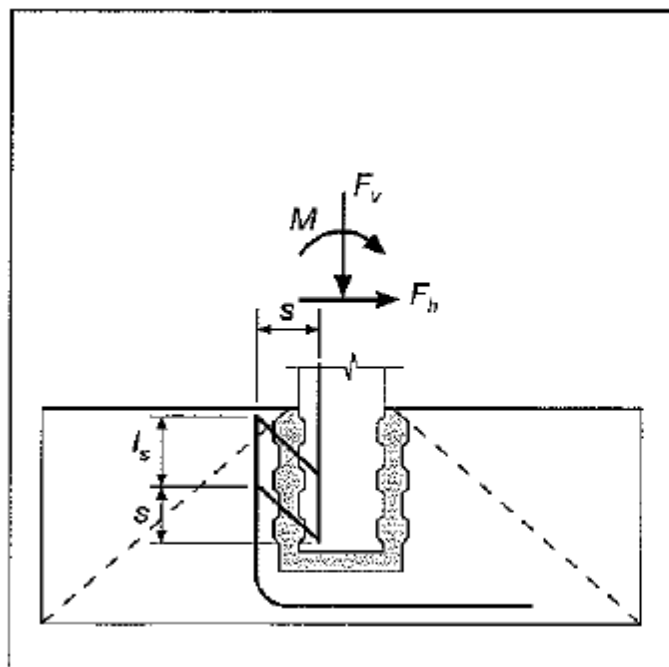
Artículo 58.º Elementos de cimentación	213
58.1. Generalidades	273
58.2. Clasificación de las cimentaciones de hormigón estructural	273
58.2.1. Cimentaciones rígidas	273
58.2.2. Cimentaciones flexibles	274
58.3. Criterios generales de proyecto	274
58.4. Comprobación de elementos y dimensionamiento de la armadura	275
58.4.1. Cimentaciones rígidas	275
58.4.1.1. Zapatas rígidas	275
58.4.1.2. Encepados rígidos	276
58.4.1.2.1 Encepados sobre dos pilotes	276
58.4.1.2.1.1 Armadura principal	276
58.4.1.2.1.2 Armadura secundaria	277
58.4.1.2.2 Encepados sobre varios pilotes	278
58.4.1.2.2.1 Armadura principal y secundaria ho- rizontal	280
58.4.1.2.2.2 Armadura secundaria vertical	282

58.4.2.	Cimentaciones flexibles	282
58.4.2.1.	Zapatas y encepados flexibles	282
58.4.2.1.1	Cálculo a flexión	282
58.4.2.1.2	Cálculo a tensiones tangenciales	286
58.4.2.1.3	Comprobación a fisuración	286
58.4.2.2.	Losas de cimentación	287
58.5.	Vigas de centrado y atado	287
58.6.	Pilotes	287
58.7.	Zapatas de hormigón en masa	287
58.8.	Dimensiones y armaduras mínimas de zapatas, encepados y losas de cimentación	288
58.8.1.	Cantos y dimensiones mínimos	288
58.8.2.	Disposición de armadura	289
58.8.3.	Armadura mínima vertical	289

Artículo 59.º Estructuras construidas con elementos prefabricados 289

59.1. Aspectos aplicables a estructuras construidas con elementos prefabricados en general 289

59.1.1. Generalidades 289



59.1.5. Sistemas de atado 296

59.2. Forjados unidireccionales con viguetas o losas alveolares	296
59.2.1. Condiciones geométricas	297
59.2.2. Armadura de reparto	298
59.2.3. Enlaces y apoyos	299
59.2.3.1. Generalidades	299
59.2.3.2. Apoyos de forjados de viguetas	299
59.2.3.3. Apoyos de forjado de losas alveolares pretensadas	299
59.2.4. Disposición de las armaduras en los forjados	300
59.3. Otros tipos de forjados contruidos con elementos prefabricados	301

Artículo 60.º Elementos estructurales para puentes	301
60.1. Tableros	301
60.1.1. Consideraciones generales	301
60.1.2. Tableros constituidos por vigas prefabricadas	302
60.1.3. Tableros losa	304
60.1.4. Tableros nervados	304
60.1.5. Tableros de sección cajón	305
60.2. Pilas	305
60.3. Estribos	306
60.4. Zonas de anclaje	307
60.5. Diafragmas en tableros	307
 Artículo 61.º Cargas concentradas sobre macizos	 309
61.1. Generalidades	309
61.2. Comprobación de nudos y bielas	310
61.3. Armaduras transversales	311
61.4. Criterios de disposición de armadura	311
 Artículo 62.º Zonas de anclaje	 312

Artículo 63.º Vigas de gran canto	312
63.1. Generalidades	312
63.2. Anchura mínima	312
63.3. Vigas de gran canto simplemente apoyadas	313
63.3.1. Dimensionamiento de la armadura	313
63.3.2. Comprobación de nudos y bielas	314
63.4. Vigas de gran canto continuas	315
63.4.1. Dimensionamiento de la armadura	316
63.4.2. Comprobación de nudos y bielas	316
Artículo 64.º Ménsulas cortas y apoyos de media madera	317
64.1. Ménsulas cortas	317
64.1.1. Definición	317
64.1.2. Comprobación del elemento y dimensionamiento de las armaduras	317
64.1.2.1. Comprobación de nudos y bielas y diseño de la armadura	318
64.1.2.1.1 Dimensionamiento de la armadura	318
64.1.2.1.2 Comprobación de nudos y bielas	319
64.1.2.1.3 Anclaje de las armaduras	319
64.1.3. Cargas colgadas	319
64.2. Apoyos de media madera	321
Artículo 65.º Elementos con empuje al vacío	322