

ESTRUCTURAS DE HORMIGON ARMADO

Tema 4

CIMENTACIONES. ZAPATAS AISLADAS.

1. GENERALIDADES

La cimentación constituye el elemento intermedio que permite transmitir las cargas que soporta una estructura al suelo subyacente, de modo que no rebase la capacidad portante del suelo, y que las deformaciones producidas en éste sean admisibles para la estructura.

Por tanto, para realizar una correcta cimentación habrá que tener en cuenta las características geotécnicas del suelo y además dimensionar el propio cimiento como elemento de hormigón, de modo que sea suficientemente resistente.

2. REQUISITOS DE UNA BUENA CIMENTACION.

Deberá cumplir tres requisitos fundamentales:

- a). El nivel de la cimentación deberá estar a una profundidad tal que se encuentre libre del peligro de heladas, cambios de volumen del suelo, capa freática, excavaciones posteriores, etc.
- b). Tendrá unas dimensiones tales que no superen la estabilidad o capacidad portante del suelo.
- c). No deberá producir un asiento en el terreno que no sea absorbible por la estructura.

Muchos suelos, fundamentalmente los que tienen arcillas expansivas, varían mucho de volumen según su contenido de humedad. Dichos suelos deberán evitarse o recurrir a unas cimentaciones más profundas que apoyen en terrenos más estables.

Otras veces, sin llegar al caso anterior, las alternancias de estaciones secas y húmedas o la proximidad de árboles caducifolios con riego o la rotura de conducciones de agua generan hinchamiento del suelo que pueden producir el fallo de la estructura. Por ello conviene alejar la cimentación de todas las causas citadas como medida de precaución.

También es importante la existencia de cimentaciones colindantes. Deberán estar, si es posible, a la misma profundidad. En el caso de tener que profundizar más deberán tomarse las precauciones necesarias y tener el mínimo tiempo posible descubierta la excavación para producir la menor variación en el contenido de humedad del suelo. Siempre es preferible alejar lo más posible las cimentaciones de construcciones contiguas.

3. EXPLORACION DEL TERRENO.

La exploración del terreno es necesaria para proporcionar al ingeniero proyectista datos sobre:

- a). La profundidad de la capa freática.
- b). Las diferentes capas del terreno conociendo su inclinación, espesor y características mecánicas (compresión simple, ensayo triaxial, etc.) y químicas (sulfatos, carbonatos, etc.).
- c). Muestras del suelo para conocer otras características mecánicas y la capacidad de asientos sobre suelos inalterados.

Sobre el número y profundidad de las tomas a realizar, bien mediante excavaciones o mucho más frecuente mediante sondeos mecánicos. El Ministerio de Fomento, a través de su Norma Tecnológica NTE-CEG Estudios Geotécnicos, los especifica detalladamente en función de las características del edificio a construir.

4. CAPACIDAD DE CARGA DE LAS CIMENTACIONES SUPERFICIALES.

La capacidad de carga es de difícil evaluación, pues depende de diferentes factores como son:

- a). De las características geotécnicas del terreno y dentro de ellas, principalmente del ángulo de rozamiento interno y de la cohesión del terreno.
- b). De la estratificación de las diferentes capas de suelo y la profundidad del nivel freático.
- c). Del nivel de cimentación.

d). De las dimensiones del cimientto.

e). Del tipo de carga (dirección, excentricidad, periodicidad, etc).

No obstante, cuando el proyectista no tenga datos más reales proporcionados por los estudios geotécnicos u otro tipo de exploraciones, puede utilizar bajo su responsabilidad el cuadro de presiones admisibles en el terreno de cimentación proporcionado por la NBE-AE-88 Acciones en la edificación. Las presiones admisibles resultan de dividir la carga de hundimiento del terreno por un coeficiente de seguridad que normalmente es 3.

TABLA 1					
PRESIONES ADMISIBLES EN EL TERRENO DE CIMENTACION					
Naturaleza del terreno	Presión admisible en kg/cm², para profundidad de cimentación en metros de:				
	0	0.5	1	2	>3
1. <i>Rocas (1)</i>					
No estratificadas	30	40	50	60	60
Estratificadas	10	12	16	20	20
2. <i>Terrenos sin cohesión (2)</i>					
Graveras	-	4	5	6.3	8
Arenosos gruesos	-	2.5	3.2	4	5
Arenosos finos	-	1.6	2	2.5	3.2
3. <i>Terrenos coherentes</i>					
Arcillosos duros	-	-	4	4	4
Arcillosos semiduros	-	-	2	2	2
Arcillosos blandos	-	-	1	1	1
Arcillosos fluidos	-	-	0.5	0.5	0.5
4. <i>Terrenos deficientes</i>	En general resistencia nula, salvo que se determine experimentalmente el valor admisible.				
Fangos					
Terrenos orgánicos					
Rellenos sin consolidar					
OBSERVACIONES:					
(1) a) Los valores que se indican corresponden a rocas sanas, pudiendo tener alguna grieta. b) Para rocas meteorizadas o muy agrietadas las tensiones se reducirán prudencialmente.					
(2) a) Los valores indicados se refieren a terrenos consolidados que requieren el uso del pico para removerlos. Para terrenos de consolidación media en que la pala penetra con dificultad los valores anteriores se multiplicarán por 0.8. Para terrenos sueltos, que se remuevan fácilmente con la pala, los valores indicados se multiplicarán por 0.5. b) Los valores indicados corresponden a una anchura de cimientto igual o superior a 1 m. En caso de anchuras inferiores, la presión se multiplicará por la anchura del cimientto expresada en metros. c) Cuando el nivel freático diste de la superficie de apoyo menos de su anchura, los valores de la Tabla se multiplicarán por 0.8.					

5. ASIENTOS ADMISIBLES.

Los asientos admisibles son los asientos totales y diferenciales que puede soportar la estructura con sus forjados y tabiques, sin que se produzcan daños incompatibles con el servicio de la misma o en caso extremo su rotura.

Los asientos diferenciales se miden en función de la distorsión angular que se produce por la diferencia de asientos totales entre dos cimentaciones separadas una distancia determinada.

Como indicación en la tabla adjunta se señalan los asientos diferenciales admisibles para diferentes elementos constructivos y estructuras.

TABLA 2	
ASIENTOS DIFERENCIALES ADMISIBLES (según SOWERS)	
Elemento estructural	Asientos diferenciales admisibles
Muros altos continuos de ladrillos	0.0005-0.001· L
Edificio de ladrillo, rotura de muros	0.001-0.002· L
Rotura de enfoscados	0.001· L
Vigas de hormigón	0.0025-0.004· L
Vigas-pared	0.003· L
Vigas metálicas continuas	0.002· L
Vigas metálicas simples	0.005· L
NOTA: L = distancia entre dos puntos cualesquiera que asientan diferencialmente. Los valores más altos corresponden a asientos regulares y estructuras normales. Los menores, a asientos irregulares y estructuras más sensibles.	

Para evitar los asientos diferenciales debe procurarse que la tensión del terreno bajo las diferentes cimentaciones sea la misma. No obstante, como el terreno no es homogéneo ni las dimensiones de las cimentaciones son constantes, siempre se producirán inevitablemente asientos diferenciales.

Como en la práctica los asientos diferenciales son función de los asientos totales, es por lo que se suele limitar el valor de éstos. Los asientos diferenciales según diversos autores oscilan entre los 2/3 y 3/4 del asiento máximo total.

La Norma NBE-AE-88 Acciones en la edificación limita los asientos totales según el tipo de estructura de acuerdo con la tabla 3.

TABLA 3		
ASIENTOS GENERALES ADMISIBLES		
CARACTERISTICAS DEL EDIFICIO	Asiento general máximo admisible en terrenos	
	Sin cohesión (mm)	Coherentes (mm)
Obras de carácter monumental	12	25
Edificios con estructura de hormigón armado de gran rigidez.	35	50
Edificios con estructura de hormigón armado de pequeña rigidez.	50	75
Estructuras metálicas hiperestáticas.	50	75
Edificios con muros de fábrica.	50	75
Estructuras metálicas isostáticas	> 50	>75
Estructuras de madera.	Comprobando que no se produce desorganización en la estructura ni en los cerramientos	
Estructuras provisionales		

El cálculo de los asentos totales, inmediatos y diferidos, se realiza mediante las teorías de Boussinesq, Newmark, Meynhof, etc, que pueden estudiarse en la literatura especializada y que escapa al contenido de este tema.

6. CLASIFICACION DE LAS CIMENTACIONES.

Una primera clasificación divide las cimentaciones en dos grupos:

- Superficiales: cuando el nivel de cimentación es inferior a cuatro veces la dimensión menor del cimientto.
- Profundas: cuando el nivel es superior a diez veces la dimensión menor.

Entre ambos grupos evidentemente hay gran cantidad de casos intermedios.

Dentro de las cimentaciones superficiales nos encontramos a su vez los diferentes tipos que aparecen en las figuras 1 y 2.

Es también interesante la clasificación de las zapatas, según la relación entre sus dimensiones, en rígidas y flexibles (figura 3).

Dentro de las cimentaciones profundas el caso más común es el de pilotes cuyos diferentes tipos y organización se representan en las figuras 4 y 5.

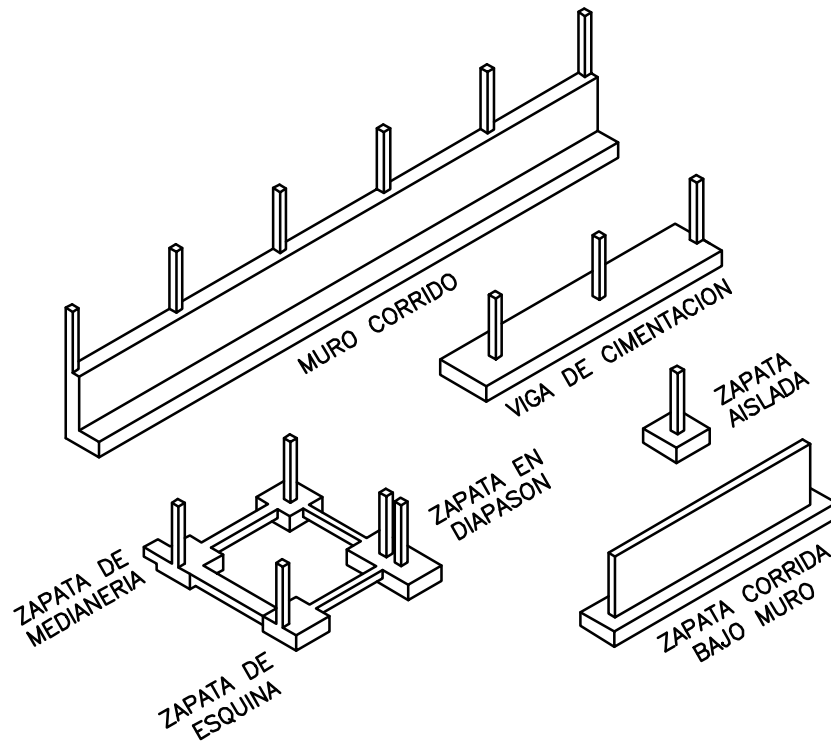
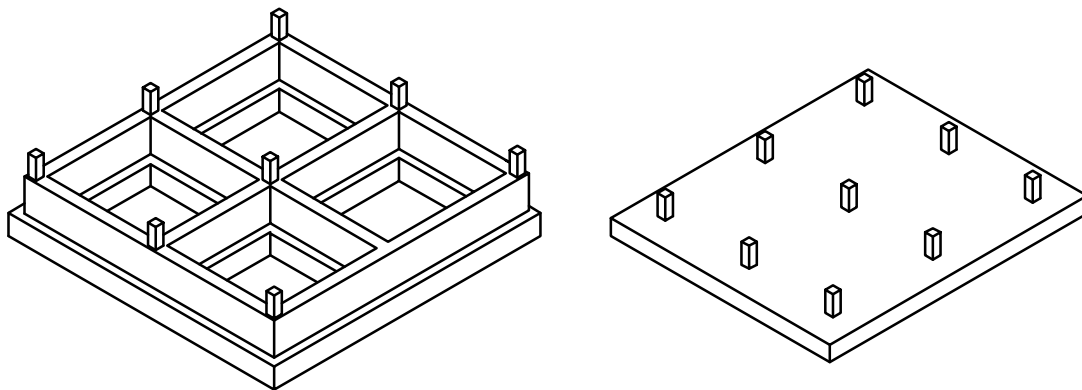


Figura 1: Diferentes tipos de cimentaciones superficiales.



a) LOSA DE CIMENTACION NERVADA

b) LOSA DE CIMENTACION

Figura 2: Otros tipos de cimentaciones superficiales

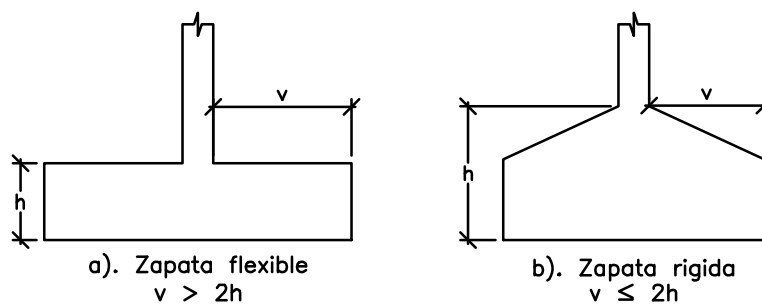


Figura 3: Zapatas rígidas y flexibles.

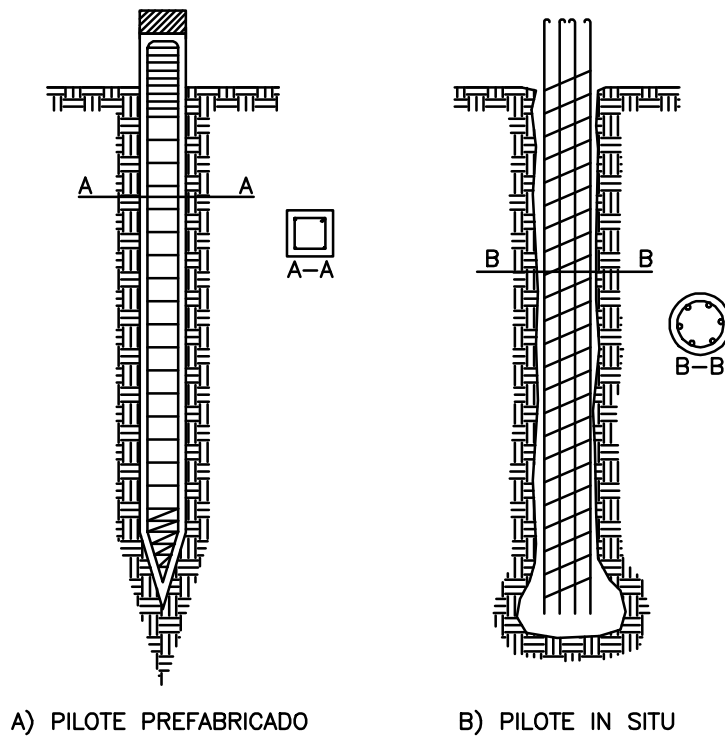


Figura 4: Pilotes prefabricados e in situ.

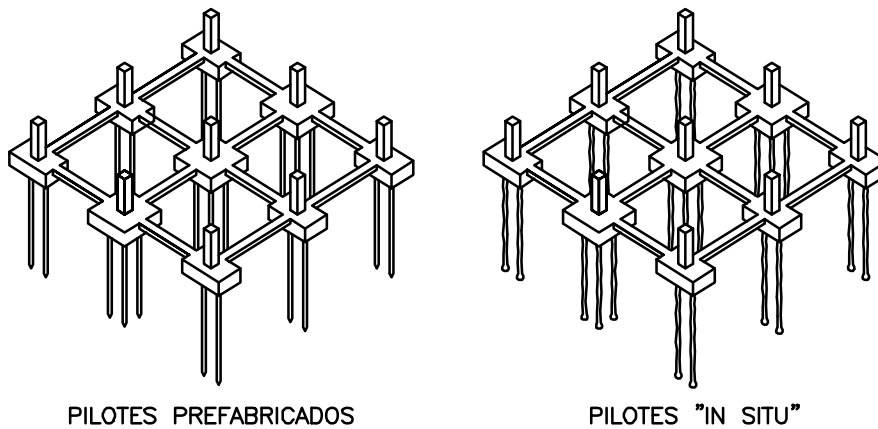


Figura 5: Cimentaciones profundas. Vista espacial.

7. CALCULO DE ZAPATAS AISLADAS.

7.1. COMPROBACION DE LA ESTABILIDAD ESTRUCTURAL.

Sea una zapata con las dimensiones y situación que se indica en la figura 6, sometida a unos esfuerzos en base de pilar N_0 , M_0 y V_0 .

Estudiamos la superficie de contacto entre la zapata y el suelo (figura 6). En esta superficie actúa:

$$N = N_0 + B \cdot L \cdot h \cdot \gamma_h + B \cdot L \cdot (D - h) \cdot \gamma_t$$

$$M = M_0 + V_0 \cdot h$$

$$V = V_0$$

siendo g_h y g_t los pesos específicos aparentes del hormigón y del terreno respectivamente.

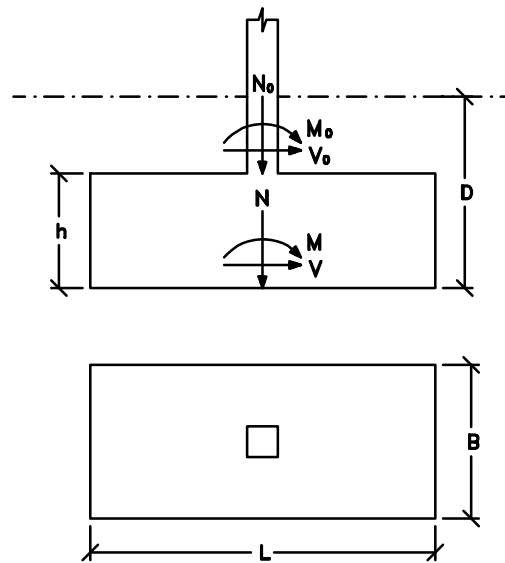


Figura 6. Comprobación de la estabilidad estructural.

Habría que realizar las comprobaciones a vuelco, a deslizamiento y a hundimiento.

Comprobación a vuelco

$$C_{sv} = \frac{N \cdot \frac{L}{2}}{M} \geq 1.5$$

tomando este valor de 1.5 como coeficiente de seguridad.

Algunos autores recomiendan no considerar el peso del terreno sobre el cimiento por ser un valor estabilizador que puede no existir accidentalmente.

Comprobación a deslizamiento

Sólo a realizar en zapatas no arriostradas horizontalmente.

En el caso de terrenos arenosos:

$$C_{sd} = \frac{N \cdot \tan \phi_d}{V} \geq 1.5$$

En el caso de terrenos con cohesión:

$$C_{sd} = \frac{A \cdot C_d}{V} \geq 1.5$$

Siendo: $\phi_d = \frac{2}{3} \cdot \phi$, y f es el ángulo de rozamiento interno del terreno.

$C_d = 0.5 \cdot C$, siendo C la cohesión del terreno.

$A = B \cdot L$, área de la zapata.

Comprobación a hundimiento

La distribución de tensiones bajo una zapata no es uniforme ni igual según la rigidez de la zapata y la naturaleza del suelo, tal y como se puede ver en la figura 7.

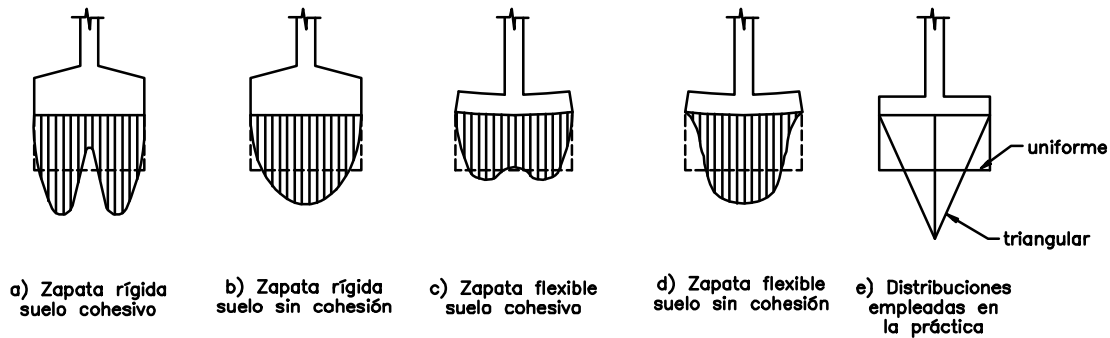


Figura 7: Distintos casos de distribuciones de tensiones bajo una zapata.

En la práctica, para evitar cálculos complejos, se adoptan distribuciones uniformes o lineales.

Pueden representarse los siguientes casos:

a). $e = \frac{M}{N} = 0$

Corresponde a una distribución uniforme de tensiones con $\sigma_c = \frac{N}{B \cdot L}$

b). $e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{6}$

Corresponde una distribución trapecial de tensiones (figura 8).

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{L \cdot B} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{L \cdot B} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

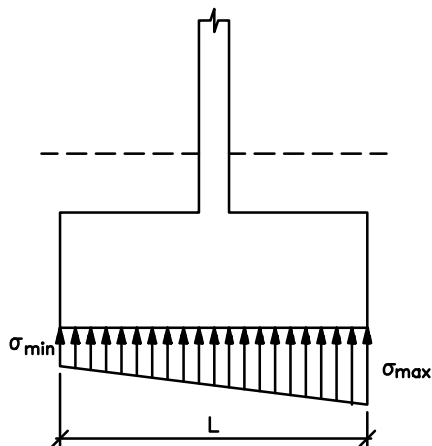


Figura 8: Distribución trapecial de tensiones.

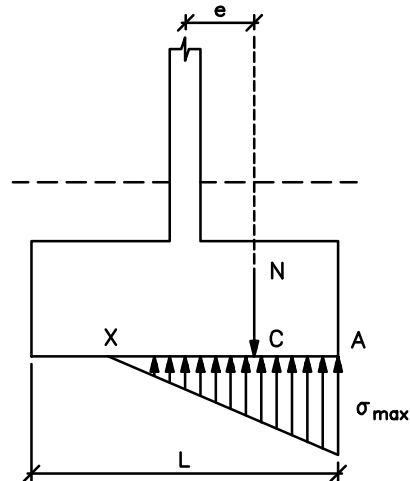


Figura 9: Distribución triangular de tensiones.

c). $e = \frac{M}{N} > \frac{L}{6}$

Correspondería una distribución triangular con una zona comprimida y una traccionada. Como no puede haber tracción entre el hormigón y el terreno se acepta que se produce una redistribución de tensiones de forma que se produzca un equilibrio de esfuerzos (figura 9).

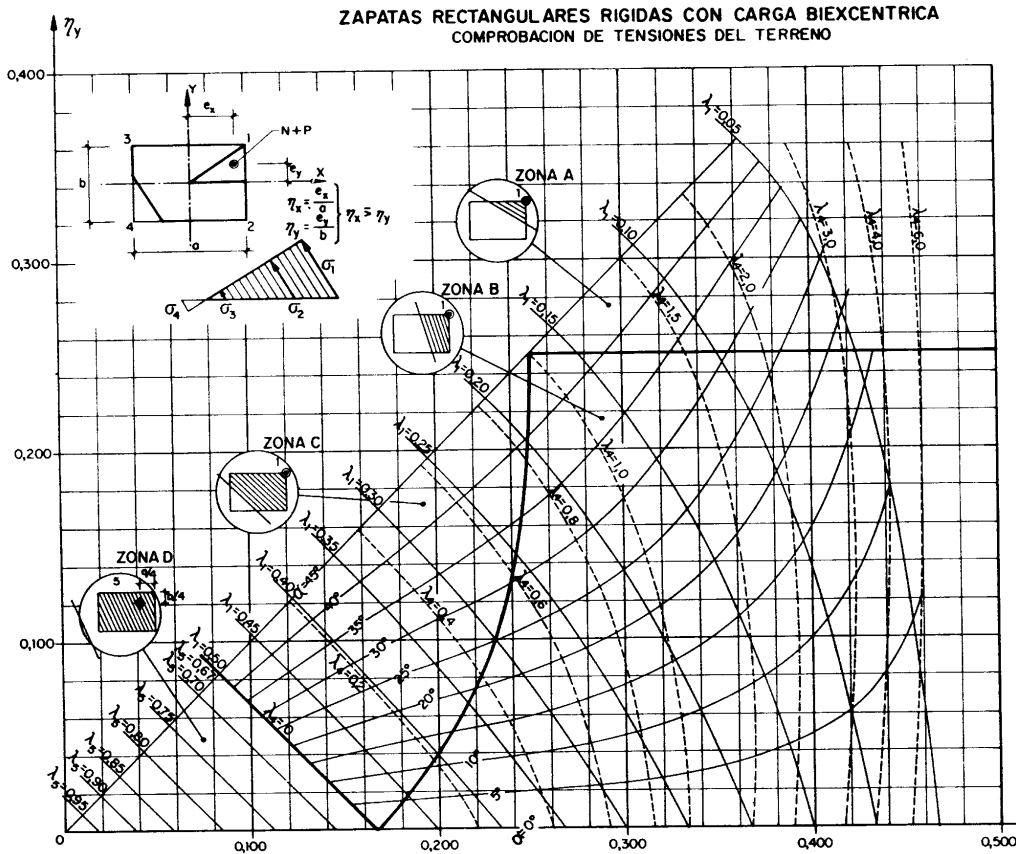
$$N = \frac{\sigma_{\max} \cdot \overline{AX}}{2} \cdot B$$

$$\overline{AC} = \frac{\overline{AX}}{3} = \frac{L}{2} - e; \quad \overline{AX} = \frac{3 \cdot L}{2} - 3 \cdot e$$

$$\sigma_{\max} = \frac{4 \cdot N}{3 \cdot (L - 2 \cdot e) \cdot B}$$

En todos los casos deberá cumplirse $\sigma_{\max} \leq 1.25 \cdot \sigma_{\text{admisible}}$ y en el caso de distribución trapecial además $\frac{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{2} \leq \sigma_{\text{admisible}}$.

En el caso de excentricidades respecto a dos ejes es muy útil el empleo del ábaco de la figura 10, que recoge las excentricidades relativas $\eta_x = \frac{e_x}{L}$, $\eta_y = \frac{e_y}{B}$.



ZONAS A - B - C : TENSIONES BAJO ESQUINAS

$$\sigma_1 = \frac{N}{\lambda_1 \cdot a \cdot b} \leq \frac{4}{3} \cdot \sigma_{adm}$$

$$\sigma_4 = \lambda_4 \cdot \sigma_1$$

$$\sigma_2 = \sigma_1 - (\sigma_1 - \sigma_4) \cdot \frac{\text{sen } \alpha}{\text{sen } \alpha + \text{cos } \alpha}$$

$$\sigma_3 = \sigma_1 - (\sigma_1 - \sigma_4) \cdot \frac{\text{cos } \alpha}{\text{sen } \alpha + \text{cos } \alpha}$$

ZONA D : TENSION EN PUNTO INTERNO 5 :

$$\sigma_5 = \frac{N}{\lambda_5 \cdot a \cdot b} \leq \sigma_{adm}$$

Figura 10: Abaco para la comprobación de tensiones del terreno.

Es tendencia de los nuevos métodos de comprobación y fundamentalmente del Eurocódigo sustituir el bloque triangular, por un diagrama rectangular donde:

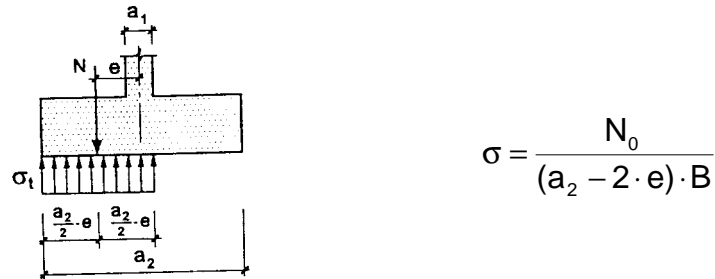


Figura 11. Diagrama rectangular de tensiones según EC-2

En algunos casos se utilizan zapatas con una excentricidad física del pilar para disminuir la excentricidad mecánica y así reducir las tensiones en el extremo de la zapata o incluso, si las excentricidades son pequeñas, conseguir un reparto uniforme de tensiones (figura 12).

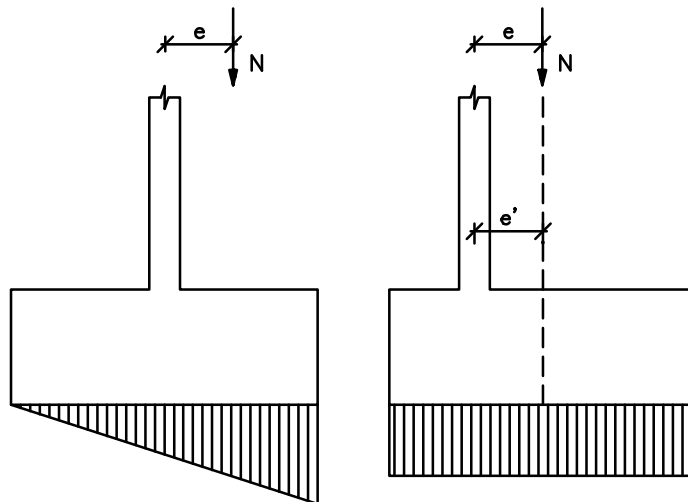


Figura 12: Reparto uniforme de tensiones al desplazar el soporte.

e es la excentricidad mecánica ($e = \frac{M}{N}$) y e' la excentricidad física del pilar respecto al centro de la zapata. Si coinciden las excentricidades mecánica y física ($e=e'$) el reparto de tensiones es uniforme, mientras que si e es mayor que e' el reparto de tensiones es triangular o trapezoidal.

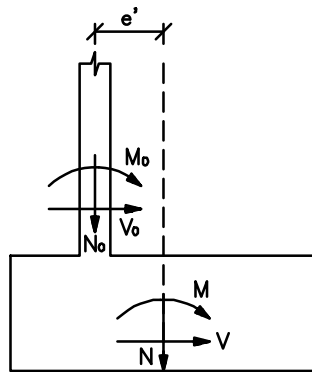


Figura 13: Zapata con excentricidad física del pilar.

En el caso de utilizar zapatas con excentricidad física del pilar (figura 13) se pueden utilizar las mismas fórmulas que se han expuesto anteriormente, con las siguientes variaciones:

$$C_{sv} = \frac{\left(\frac{L}{2} + e'\right) \cdot N}{M} \geq 1.5$$

Para la comprobación a hundimiento se utilizará una excentricidad e igual a:

$$e = \left(\frac{M}{N} - e'\right)$$

En el supuesto de que la excentricidad física se produzca en la misma dirección que la excentricidad mecánica (figura 14), la excentricidad e será igual a:

$$e = \left(\frac{M}{N} + e'\right)$$

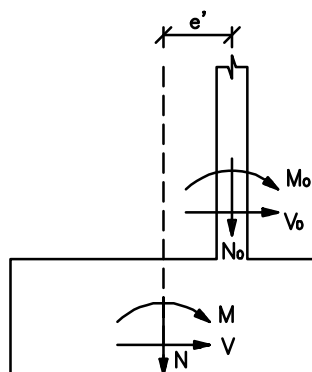


Figura 14: Excentricidades mecánica y física en la misma dirección.

Esta solución no es aconsejable pues aumenta el reparto triangular, incrementando las tensiones en el extremo de la zapata y encareciendo su construcción.

En el caso de tener que adoptar esta disposición y se obtengan zapatas excesivamente grandes, es aconsejable el empleo de vigas centradoras, como en el caso de zapatas de medianería.

7.2. CALCULO DE LA ZAPATA COMO ELEMENTO ESTRUCTURAL.

Clasificación de las zapatas según EHE.

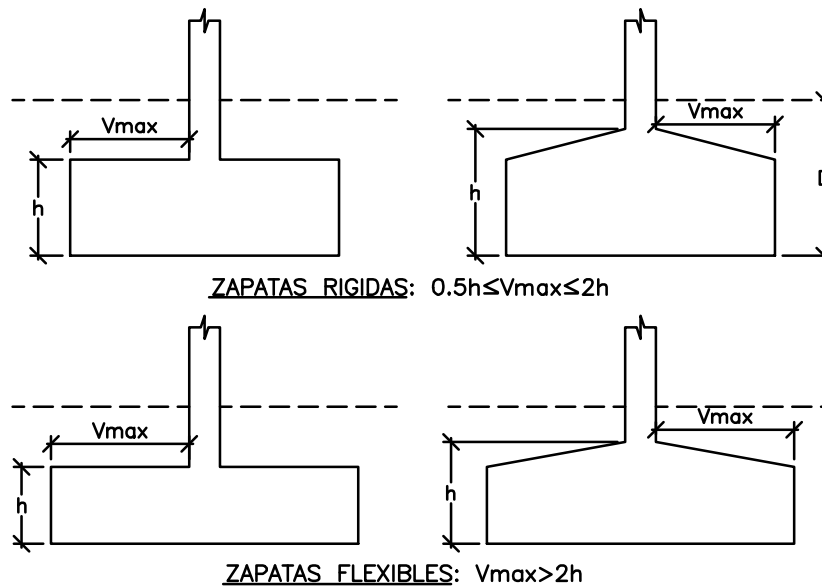


Figura 15: Clasificación de las zapatas según EHE.

Comprobaciones a realizar para cada tipo de zapatas

TABLA 4	
Comprobaciones a realizar en zapatas aisladas	
TIPO	COMPROBACIONES
ZAPATAS RIGIDAS	Flexión Esfuerzo cortante Fisuración
ZAPATAS FLEXIBLES	Flexión Esfuerzo cortante Punzonamiento Fisuración

CALCULOS A FLEXION

Las tensiones que actúan sobre las zapatas son las que provienen de las cargas de la estructura, sin contar el peso del cimiento ni el de las tierras o cargas uniformemente repartidas que actúan directamente sobre él.

Como en el proceso de comprobación de la estabilidad al hundimiento hemos considerado los pesos antes citados, las tensiones para el cálculo de la flexión serán las anteriormente obtenidas menos las tensiones uniformes producida por el peso propio del cimiento y del terreno que soporta (éste en el caso de que se tenga seguridad que exista).

La tensión a descontar será:

$$\sigma = \frac{B \cdot L \cdot h \cdot \gamma_h}{B \cdot L} + \frac{B \cdot L \cdot (D - h) \cdot \gamma_t}{B \cdot L} = h \cdot \gamma_h + (D - h) \cdot \gamma_t$$

El cálculo a flexión se realiza en cada dirección principal respecto una sección de referencia S_1 que está retrasada respecto el soporte (figura 16).

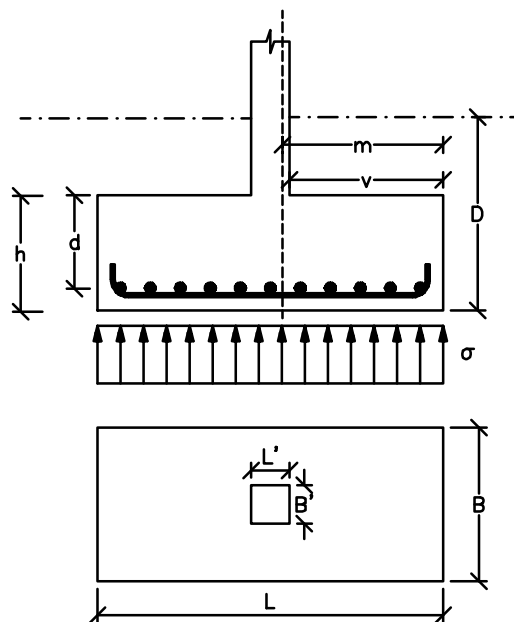


Figura 16: Cálculo a flexión en zapatas aisladas.

$$m = v + 0.15 \cdot L'$$

en el caso de pilar de hormigón

$$m = v + 0.25 \cdot L'$$

en el caso de pilar de ladrillo o mampostería

$$m = v + \frac{a_1 - c}{4}$$

en el caso de pilar metálico con placa (figura 17)

siendo L' la dimensión del soporte, a_1 y b_1 las dimensiones de la placa, y c el canto del perfil o perfiles metálicos del soporte.

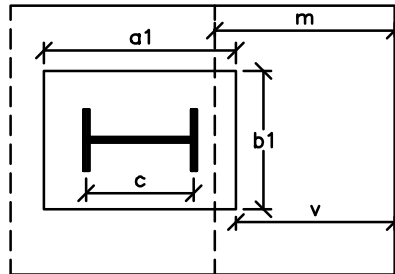


Figura 17: Vuelo de cálculo en una zapata con pilar metálico.

En el caso de reparto trapecial (figura 18) puede adoptarse una tensión media obtenida del siguiente modo:

$$\frac{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}}{L} = \frac{\sigma'}{L - m}$$

$$\sigma_1 = \sigma' + \sigma_{\min}$$

A efectos de cálculo de momentos se toma:

$$\sigma = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2}$$

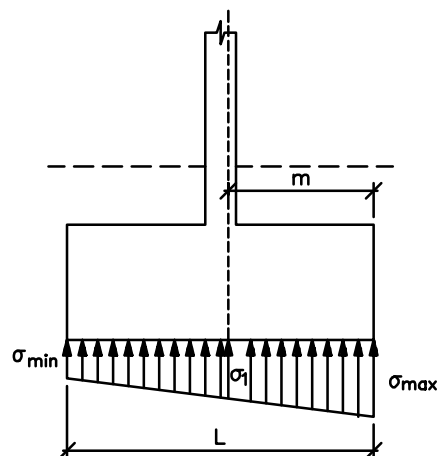


Figura 18: Tensiones de cálculo en reparto trapecial.

Como hemos indicado, el cálculo debe repetirse en dirección perpendicular al momento principal.

Para la determinación de las armaduras necesarias hay que distinguir dos métodos según sean zapatas rígidas o flexibles.

A) Zapatas rígidas:

Se colocan basándose en suponer bielas comprimidas de hormigón cosidas inferiormente por un tirante CD.

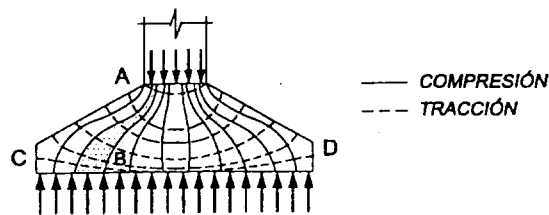


Figura 19. Red de isostáticas de una zapata aislada.

Según esta hipótesis la armadura principal para resistir la tracción será:

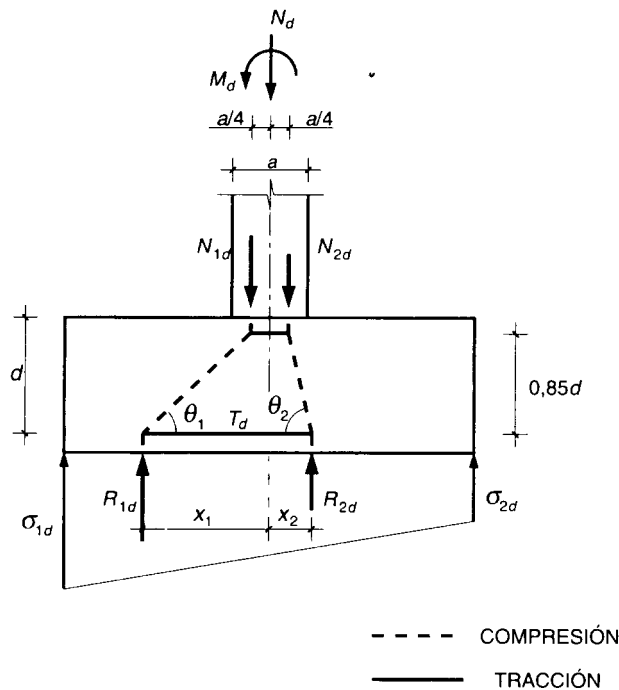


Figura 20. Modelización de una zapata rígida según el método de bielas y tirantes.

$$T_d = \frac{R_{1d}}{0.85 \cdot d} \cdot (x_1 - 0.25 \cdot a)$$

siendo

$$R_{1d} = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot B \cdot \frac{L}{2}$$

y

$$x_1 = \frac{\left(\frac{L^2}{4} \cdot \frac{2 \cdot \sigma_{\max} + \sigma_1}{6} \right) \cdot B}{R_{1d}}$$

Si las tensiones de cálculo no se han mayorado previamente, será necesario mayorar el valor de T_d .

En cuanto a los anclajes deberá utilizarse de la siguiente manera si se hace por adherencia.

- Si $\frac{L}{4} - 70 \geq l_{b,neto}$, basta con prolongación recta.
- Si $0.7 \cdot l_{b,neto} \leq \frac{L}{4} - 70 \leq l_{b,neto}$, basta con una terminación en patilla normalizada.
- Si $\frac{L}{4} - 70 < 0.7 \cdot l_{b,neto}$ es necesario disponer de una prolongación recta hacia

arriba de valor $l'_1 = l_{b,neto} - \frac{\frac{L}{4} - 70}{0.7}$

siendo $l_{b,neto}$ la longitud neta de anclaje correspondiente a la posición I.

Todas las dimensiones se expresarán en mm.

El valor 70 mm se debe al recubrimiento mínimo aconsejado por la EHE para estructuras en contacto directo con el terreno.

También se puede anclar con armadura en prolongación recta, soldando al final una barra del mismo diámetro transversalmente.

La comprobación de las bielas no es necesario salvo que la tensión sobre el terreno no supere los 1.5 N/mm^2 (15 kp/cm^2).

B) Zapatas flexibles:

En este caso el momento flector sobre la sección de referencia antes descrita es:

$$M_d = \gamma_f \cdot \frac{1}{2} \cdot \sigma \cdot B \cdot m^2$$

Con los significados anteriormente indicados.

En cuanto los anclajes, si se hacen por adherencia se deberá proceder del siguiente modo:(también es aplicable a zapatas rígidas con $v > h$).

- Si $l_{b.neta} \leq 1.62 \cdot h - 70$, prolongación recta.
- Si $0.7 \cdot l_{b.neta} \leq 1.62 \cdot h - 70$, prolongación con patilla normalizada.
- Si $0.7 \cdot l_{b.neta} > 1.62 \cdot h - 70$, se dispondrá una prolongación hacia arriba de valor:

$$l'_1 = l_{b.neta} - \frac{v - 1.62 \cdot h - 70}{0.7}$$

expresando todas las dimensiones en mm.

El anclaje también puede realizarse, como en el caso de zapatas rígidas, con soldadura de una barra transversal al final de la armadura principal.

En el caso de zapatas cuadradas la disposición de armaduras será idéntica en ambas direcciones. En el caso de zapatas rectangulares la armadura principal (paralela al lado L) se distribuye uniformemente. La armadura paralela al lado menor se reparte de forma que la armadura transversal necesaria $A_{s.tr}$ se distribuya en una proporción

$$\frac{2 \cdot A_{s.tr} \cdot B}{B + L}$$

en un ancho B a ambos lados del soporte y el resto uniformemente en los dos extremos, aunque en la práctica se mantiene la misma separación de los redondos.

Nunca una dirección tendrá una armadura inferior al 20% por unidad de anchura respecto a la ortogonal, por lo que en el caso de que la armadura transversal sea exclusivamente una armadura de reparto, se tomará:

$$A_{s.tr} = 0.20 \cdot \frac{L}{B} \cdot A_s$$

Como es razonable elegir los redondos de la armadura de reparto del mismo diámetro que las barras de la armadura longitudinal, y teniendo en cuenta que la relación

pésima de separaciones entre redondos es 10 cm y 30 cm, se tomará como longitud neta de anclaje para la armadura transversal $l_{b,net,tr}$ el valor:

$$l_{b,net,tr} = \left(\frac{0.2 \cdot A_s}{0.33 \cdot A_s} \right) \cdot l_{b,net} = 0.6 \cdot l_{b,net}$$

Como recomendaciones indicaremos que el espesor mínimo para zapatas de hormigón armado debe ser 25 cm y para zapatas de hormigón en masa 35 cm.

La EHE recomienda utilizar redondos tal que $12 \leq \phi \leq 25$ (es preferible no superar el diámetro 20). La separación entre dichos redondos será tal que $10 \leq S \leq 30$ cm. Las armaduras obtenidas se prolongarán sin reducción de un borde a otro de la zapata.

Asimismo, se debe disponer de una capa de hormigón de limpieza en la base del cimiento (que no se considera en el cálculo) de espesor 10 cm.

Como se ha indicado anteriormente, si la zapata se hormigona contra el terreno (que es lo habitual), el recubrimiento lateral será de 70 mm.

En el caso de zapatas excéntricas se calcula la armadura correspondiente a cada vuelo (rígida o flexible) y se prolonga en ambos sentidos con la armadura más resistente.

Con respecto a las longitudes de anclaje en las zapatas excéntricas, la longitud L que figura en las fórmulas debe tomarse como el doble de la longitud del vuelo que estamos considerando.

Aunque la EHE no establece cuantías geométricas mínimas, es aconsejable fijar un valor mínimo a criterio del proyectista por razones de fragilidad, que aconseja sea no inferior al 1,5‰

COMPROBACIÓN A ESFUERZO CORTANTE.

La EHE no especifica ninguna comprobación para las zapatas rígidas. No obstante es conveniente realizar la comprobación a partir de $v > h$ tanto para los cimientos rígidos como para las zapatas flexibles.

La sección de referencia se indica en la figura 21 a una distancia d de la cara del pilar.

$$V_d = \gamma_f \cdot \sigma \cdot B \cdot (v - d)$$

El esfuerzo de agotamiento viene dado por la fórmula:

$$V_{cu} = 0.12 \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot B \cdot d$$

debiéndose cumplir que $V_d \leq V_{cu}$.

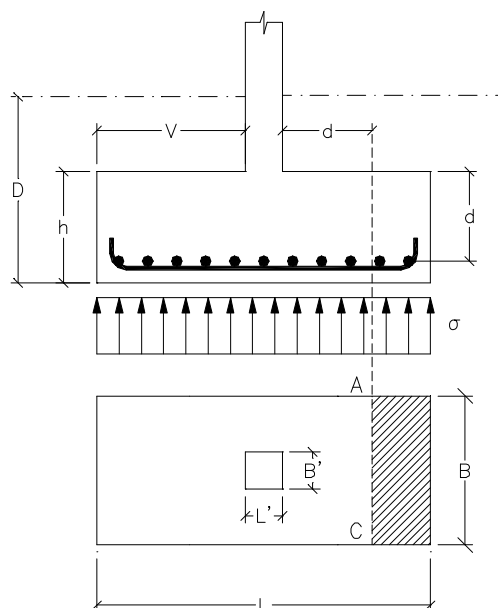


Figura 21: Sección de referencia en la comprobación a esfuerzo cortante

En la fórmula anterior, f_{ck} viene expresado en N/mm^2 , el valor de x viene definido por:

$$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}}, \text{ con } d \text{ en mm}$$

y r_l es la cuantía geométrica de la armadura de tracción, expresada en tanto por uno, que no debe superar 0.02. Para acero B500S, r_l se multiplicará por 1.25, y el límite del 2% se reducirá al 1.6%.

COMPROBACION A PUNZONAMIENTO

•Comprobación a punzonamiento

El perímetro crítico es el definido en la figura 22:

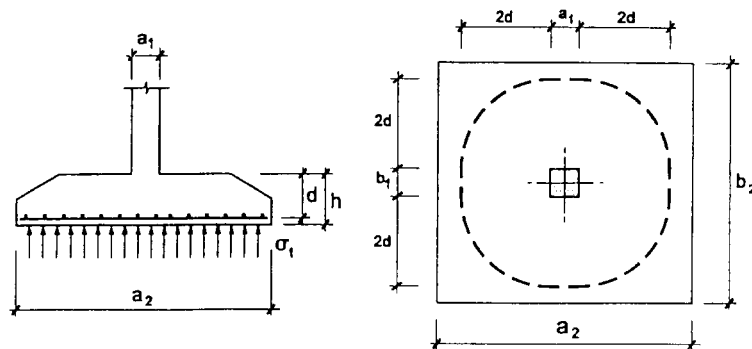


Figura 22. Determinación del perímetro crítico en la comprobación a punzonamiento.

La fuerza de punzonamiento será:

$$V_{pd} = \gamma_f \cdot \sigma_t \cdot (a_2 \cdot b_2 - a_1 \cdot b_1 - 4 \cdot d \cdot (a_1 + b_1) - 4 \cdot \pi \cdot d^2)$$

y la superficie de punzonamiento:

$$S_p = 2 \cdot (a_1 + b_1 + 2 \cdot \pi \cdot d) \cdot d$$

Deberá cumplirse que:

$$V_{pd} \leq V_{cu} \cdot S_p$$

donde $V_{cu} = 0.12 \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3}$, con los mismos significados que en los apartados anteriores, sin otra diferencia que $\rho = \sqrt{\rho_1 \cdot \rho_2}$, siendo r_1 y r_2 las cuantías geométricas en las direcciones principales

COMPROBACION DE LA COMPRESION LOCALIZADA EN LA CARA SUPERIOR DE LA ZAPATA

Habitualmente no es una situación crítica, pero puede serlo cuando los hormigones del soporte y de la zapata sean muy diferentes. Siempre se debe comprobar en zapatas de hormigón en masa.

$$N_{cd} = N_d - A'_s \cdot f_{yd} + A_s \cdot f_{yd}$$

Siendo: N_d : axil de cálculo del soporte.

A_s : armadura comprimida del soporte.

A'_s : armadura traccionada del soporte.

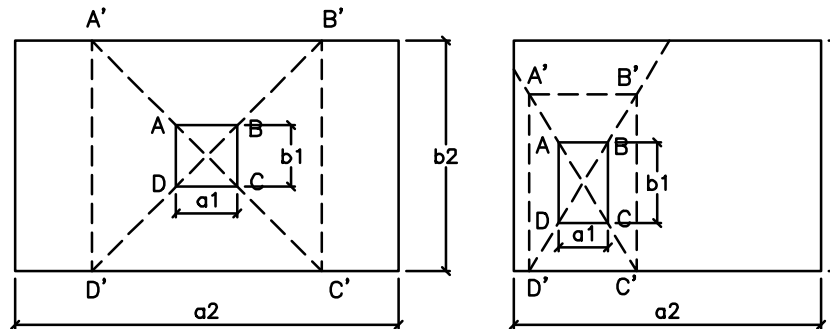


Figura 23: Comprobación de la compresión localizada en la cara superior de la zapata.

Según la EHE se deberá cumplir:

$$N_{cd} \leq A_{c1} \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{\frac{A_c}{A_{c1}}} < 3.3 \cdot f_{cd} \cdot A_{c1}$$

donde $A_{c1}=ABCD$ y $A_c=A'B'C'D'$.

Para la aplicación de esta fórmula deberá cumplirse que:

$$h \geq \frac{a_2 \cdot b_2}{a_2 + b_2}$$

COMPROBACIÓN A FISURACIÓN

En general la comprobación a fisuración debe realizarse en clase de exposición húmeda, es decir clase II. Por ello el ancho de fisura máximo será $w_{m\acute{a}x}=0.3$ mm. Si las zapatas están permanentemente sumergidas en agua no es necesario la comprobación, pues no existe peligro de corrosión en las armaduras.

La comprobación debe hacerse en estado de servicio (la fisuración es un estado límite de utilización) para cargas casi permanentes, lo que en la práctica significa en la mayoría de edificios $0.75 \cdot (g+q)$ siendo g la carga permanente y q la sobrecarga de uso.

Se aconseja unos recubrimientos mínimos de 30 mm para la armadura principal, sobre el hormigón de limpieza.

Para el cálculo de la fisuración se puede utilizar el procedimiento general de la EHE o bien emplear las siguientes tablas basadas en el Eurocódigo EC-2, que son perfectamente ıtiles a nivel de proyecto.

TABLA 5	
Diámetro máximo de barras de alta adherencia que hacen innecesaria la comprobación de fisuración	
$w_k \leq 0.3$ mm según EC-2	
Tensión del acero σ_s (N/mm ²)	ϕ máximo de la barra (mm)
	Sección armada
160	32
200	25
240	20
280	16
320	12
360	10
400	8
450	6

Nota: El valor de s_s puede ser estimado mediante la expresión $\sigma_s = \frac{M}{0.88 \cdot d \cdot A_s}$ donde M es el valor característico del momento flector en la combinación de acciones bajo la que se comprueba la fisuración. En zapatas rígidas $\sigma_s = \frac{T_d}{A_s}$, debiend la tracción sin mayorar.

TABLA 6		
innecesaria la comprobación de fisuración		
$w_k \leq 0.3$ mm según EC 2		
Tensión del acero σ_s (N/mm ²)		
	Flexión pura	Tracción pura
160	300	200
200	250	150
240	200	125
280	150	75
320	100	-
360		-

Nota s_s

$\sigma_s = \frac{M}{0.88 \cdot d \cdot A_s}$ donde M flector en la combinación de acciones bajo la que se comprueba la

En zapatas rígidas $\sigma = \frac{T_d}{A_s}$, debiendo estar el valor de la

8. UNION DEL SOPORTE A LA ZAPATA. ARMADURAS DE ESPERA.

Aunque propiamente no forma parte del cálculo de una zapata, se incluye en este capítulo, pues las armaduras de anclaje del pilar en la zapata deberán ser objeto de detenido estudio y cuidadosa realización en las cimentaciones de hormigón armado.

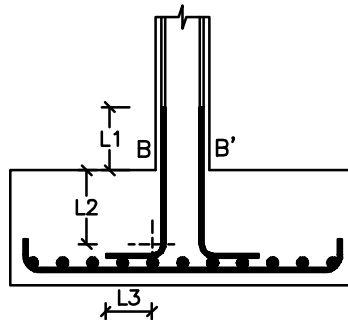


Figura 24: Armaduras de espera.

La junta de hormigonado B B' (figura 24) se deberá dejar tal y como queda con agua a presión o chorro de aire para eliminar el polvo y los restos depositados. No se debe cepillar, ni rascar o fratasar satisfactorios.

La longitud l será el solape entre armaduras de espera y las del pilar.

La longitud de anclaje l de la espera debe desarrollarse en el tramo recto, lo que obliga a menudo a aumentar el l (para $l_1 = 25$, acero B400S y $l_2 = 20$, $l_2 = 20$ cm.). Si se quiere reducir la longitud l y por tanto el canto de la zapata, se puede poner más de un redondo por cada uno del pilar, de modo que tengan igual o superior l , sustituir 2ϕ (con $l = 31$ cm).

Esta disposición se representa en la figura 25.

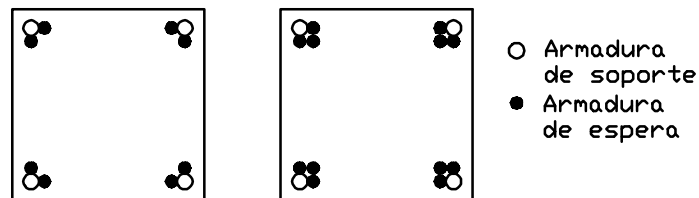


Figura 25: Disposiciones posibles de la armadura de espera.

La patilla de apoyo sobre el emparillado será superior a la separación entre los redondos tanto en un sentido como en otro, y en cualquier caso no menor de 20 cm.

9. ZAPATAS DE HORMIGÓN EN MASA.

Las zapatas de hormigón en masa presentan hoy en día escaso interés. No obstante, para cargas de poca importancia (caso de muchas construcciones agrícolas) puede ser interesante económicamente.

Para poder realizar una zapata de hormigón en masa será necesario comprobar que la tensión de tracción producida por la flexión en la sección de referencia no sea superior a la resistencia del hormigón a flexotracción.

Según la EHE, la expresión que determina la resistencia a flexotracción del hormigón viene dada por:

$$f_{td} = \frac{0.21 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}}}{c}$$

$$\sigma = \frac{6}{B \cdot h^2} M_d$$

Una vez comprobado que esta condición de comprobación a compresión localizada en la cara superior de la zapata y a punzonamiento.

SUPERIOR DE LA ZAPATA

Al aumentar las resistencias del hormigón según la EHE, no suele haber problemas.

$$\frac{N_d}{A_c} < 0.85 \cdot f_{cd}$$

Además se realizara lo descrito en el apartado 7.2.

COMPROBACION A CORTANTE Y PUNZONAMIENTO

Se realizará en la misma sección de referencia que para las zapatas rígidas. Suponiendo que dicha sección queda dentro de la zapata deberá verificarse que:

$$V \leq \frac{.21 \cdot \sqrt{c_k^2}}{1.} d$$

En el caso de punzonamiento no se deberá superar el doble del valor anterior.

También deberá tenerse en cuenta la compresión localizada en la cara superior de a zapata tal y como se ha descrito anteriormente.

10

Este aspecto se desarrollará con detenimiento en el capítulo siguiente, *Cimentaciones superficiales especiales* entero a las zapatas aisladas.

. ZAPATAS CONTINUAS BAJO MURO.

Se emplean en las cimentaciones de muros de carga y su estudio se efectúa sobre

11. . COMPROBACION DE LA ESTABILIDAD ESTRUCTURAL.

Se realiza por metro lineal de longitud con las mismas comprobaciones que en el hacerse se efectuaría sobre la longitud total de la zapata.

.2

CALCULO A FLEXION

Igual que en el caso de aisladas, con la particularidad ya citada de que debe hacerse por unidad de longitud.

Se recuerda que la armadura transversal, es decir, la paralela al muro debe cubrir como mínimo un 20% del momento que soporta la armadura principal (en sentido perpendicular al muro).

COMPROBACIONES DE FISURACION Y ANCLAJE.

Igual que en caso de zapatas aisladas.

COMPROBACION A LA COMPRESION LOCALIZADA EN LA CARA SUPERIOR DE LA ZAPATA

Esta comprobación no es necesaria generalmente salvo en el caso de que la resistencia del material del muro supere en más del 60% a la del hormigón de la zapata.

11.3. CASO PARTICULAR DE HUECOS EN LOS MUROS SOBRE ZAPATAS CONTINUAS.

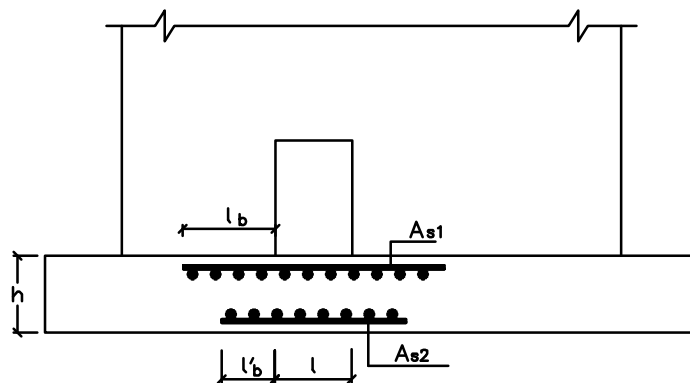


Figura 26. Huecos en los muros sobre zapatas continuas.

Si el hueco tiene una longitud $l > 1.75 \cdot \sqrt{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K}}$ se deberá calcular como viga de cimentación. En la expresión anterior K es el módulo de balasto, I el momento de inercia de la sección del cimiento y E el módulo de deformación del hormigón del cimiento. Puede tomarse 20000 N/mm^2 .

El caso más frecuente es que la comprobación anterior no se verifique. Entonces se coloca una armadura superior e inferior capaz de absorber un momento:

$$M_{d1} = M_{d2} = \frac{\gamma_f \cdot \sigma \cdot B \cdot l}{14}$$

La armadura superior se anclará con una longitud correspondiente a la posición II y la inferior a la posición I. Para la armadura inferior se contará con la existente de reparto de ambos lados del hueco. Se dispondrá una armadura transversal (perpendicular al muro) que cubra al menos el 20% de M_{dl} .

11.4. RECOMENDACIONES CONSTRUCTIVAS DE LAS ZAPATAS CONTINUAS.

Se recomiendan las mismas disposiciones y cuantías que las indicadas en el caso de zapatas aisladas.

Se recomienda disponer de juntas de hormigonado y retracción entre 10 y 15 m según estemos en una estación calurosa o fría.