

9.11700622

624  
168

# NÚMEROS GORDOS

en el proyecto de estructuras



# NÚMEROS GORDOS

en el proyecto de estructuras

## AUTORES:

Juan Carlos Arroyo Portero  
Guillermo Corres Peiretti  
Gonzalo García-Rosales  
Manuel G. Romana  
Antonio Romero Ballesteros  
Ramón Sánchez Fernández  
Óscar Teja Marina

Ingenieros de caminos  
Arquitectos



CINTER DIVULGACIÓN TÉCNICA

*Diseño de la portada*  
Gonzalo García-Rosales

*Dibujos*  
Valentín J. Alejándrez Piñuela

*Diseño y maquetación*  
Elsa Chaves

Primera edición: Octubre de 2001  
Octava reimpresión: Octubre 2006

Reservados todos los derechos. Ninguna parte de este libro puede ser reproducida por ningún procedimiento sin autorización expresa del editor.

©CINTER DIVULGACIÓN TÉCNICA S.L.L.  
[www.cinter.es](http://www.cinter.es)

Depósito legal: B-52.028-2006  
ISBN: 84-932270-0-5

Impreso en España por  
Cargraphics

#### AGRADECIMIENTOS

A Tomás Amat y Jacobo Alonso por el nacimiento de este libro. Con ellos surgió la idea, con un café, en Segovia, y los primeros empujones. Porque el trabajo y la distancia se hacen muros, no pudieron seguir.

A Raquel Burgos y a Carlos Lacasa por sus ideas sobre cómo diseñar las páginas de este libro y prestarse siempre a ayudar.

A Sergio Moreu, siempre con ideas nuevas e imaginación.

A Nacho Useros por ayudarnos con los dibujos.

A Rosa González Ruiz y Ramón López Mendizábal por su ayuda en la revisión.

*El joven, después de dos semanas, obtuvo un resultado de 1,30 m de ola. El profesor le recomendó que lo revisase, que parecía mucho. Una semana más tarde el ayudante encontró el error, recalcó la ola y obtuvo 1,5 cm. Sin estar satisfecho el profesor, le pidió al alumno que repasase el cálculo. Tras varios intentos más, el ayudante obtuvo una altura de ola de 23 cm. El profesor comprobó el modelo, repasó el cálculo y concluyó que ésa era la solución correcta.*

Es peligroso dejarse llevar sólo por las herramientas potentes y oscuras, cálculos por elementos finitos, expresiones a resolver por métodos iterativos, calculadoras con pantallas de ocho líneas, porque la maraña de herramientas oculta el verdadero camino de las fuerzas y el sentido de las deformaciones. Los signos pasan de ser una aplicación del sentido común a tener una sentido místico y criptico. El que conoce el fenómeno coge una servilleta de papel y un portaminas, dibuja tres fuerzas, suma o divide dos o tres veces y obtiene un resultado que no sólo es muy bueno, sino que será la referencia cualitativa de cualquier otro resultado obtenido con refinadísimos métodos. Se obtiene así una primera imagen sencilla de la realidad y se explica el fenómeno de forma global, sin detalles.

No por ello despreciamos los detalles. Es más, creemos que son muy importantes para obtener una solución afinada del problema y por tanto más económica (que es uno de los objetivos de un buen técnico). Pero sin ese primer control de la situación, los métodos sofisticados serían peligrosos.

Esta introducción debería ponerse en todas las fichas de este libro. No se hace por razones obvias pero llamamos la atención del lector sobre el alcance de los números gordos: con los métodos propuestos en este libro no le discuta a nadie el segundo decimal.

Juan Carlos Arroyo Portero

#### SOBRE ESTE LIBRO

El libro se divide en fichas por temas (Hormigón, Acero, Madera, Varios, Ejecución y Geotecnia) y, dentro de los números de hormigón, por elementos estructurales.

Se ha hecho un esfuerzo porque las fichas sean autocontenidoas, esto es, que no hagan falta conocimientos adicionales. Sin embargo, no siempre ha sido posible.

En las fórmulas, los valores al final, entre corchetes y en cursiva, son factores de conversión de unidades, dadas las propuestas. Al final del libro hay una tabla de unidades con sus correspondientes equivalencias.

En las fórmulas, los valores al principio de las mismas (1,5 ó 1,6) son coeficientes de mayoración de las acciones. Así, la parte central de la expresión, es la fórmula en sí misma.

Las referencias a otras fichas del libro se realizan por su número, por ejemplo, "Véase ficha A.6".

## ÍNDICE

<b>ACLARACIONES</b>	5	
<b>SOBRE ESTE LIBRO</b>	7	
<b>HORMIGÓN</b>		
H.0 Números previos	12	
<b>CIMENTACIONES</b>		
HC.1 Zapata aislada	16	
HC.2 Zapata combinada	18	
HC.3 Zapata de borde	20	
HC.4 Zapata de esquina	22	
HC.5 Viga centradora en zapatas	24	
HC.6 Viga centradora en pilotes	26	
HC.7 Viga riostra	28	
HC.8 Pilotes	30	
HC.9 Encepado de dos pilotes	32	
HC.10 Encepado de tres pilotes	34	
<b>MUROS</b>		
HM.1 Muro de sótano	38	
HM.2 Muro de contención	40	
<b>PILARES</b>		
HP.1 Esfuerzos en pilares	44	
HP.2 Pilares	46	
<b>VIGAS</b>		
HV.1 Armadura longitudinal de una viga	50	
HV.2 Estribos de una viga	52	
HV.3 Viga en voladizo	54	
HV.4 Rasante	56	
HV.5 Flechas	58	
<b>LOSAS</b>		
HL.1 Losas. Armadura longitudinal	62	
HL.2 Cortante en reticular	64	
HL.3 Punzonamiento	66	
<b>ESCALERAS</b>		
HE.1 Escalera de dos tramos	70	
HE.2 Escalera volada	72	
<b>ACERO</b>		
A.1 Perfiles laminados	76	
A.2 Vigas de un vano	78	
A.3 Cerchas	80	
A.4 Chapas de continuidad	82	
A.5 Pilares metálicos	84	
A.6 Placas base a compresión	86	
A.7 Placas base a flexocompresión	88	
A.8 Uniones	90	
<b>MADERA</b>		
M.1 Propiedades de la madera	94	
M.2 Soportes	96	
M.3 Flexión	98	
<b>VARIOS</b>		
V.1 Vibraciones	102	
V.2 Apoyo de forjado en muro	104	
V.3 Ménsulas cortas	106	
<b>EJECUCIÓN</b>		
E.1 Generalidades del hormigón	110	
E.2 Durabilidad. Hormigón de calidad	112	
E.3 Durabilidad. Recubrimientos	114	
E.4 Puesta en obra y curado del hormigón	116	
E.5 Control del hormigón	118	
E.6 Armadura pasiva	120	
E.7 Armadura activa	122	
E.8 Encofrado y descimbrado	124	
<b>GEOTECNIA</b>		
G.1 Planteamiento de reconocimientos	128	
G.2 Calicatas	130	
G.3 Penetrómetros	132	
G.4 Sondeos	134	
G.5 Ensayos in situ y de laboratorio	136	
G.6 Tensión admisible	138	
G.7 Empujes. Definición	140	
G.8 Empujes. Cálculo	142	
<b>TABLA DE UNIDADES</b>		147
<b>GLOSARIO DE TÉRMINOS</b>		149
<b>BIBLIOGRAFÍA</b>		153

## H HORMIGÓN

HC CIMENTACIONES

HM Muros

HP PILARES

HV VIGAS

HL LOSAS

HE ESCALERAS

A ACERO

M MADERA

V VARIOS

E EJECUCIÓN

G GEOTECNIA

## H.0 Números previos

Armadura de secciones a flexión, armaduras máxima y mínima, cortante y tabla de áreas de redondos

### DESARROLLO

#### □ Secciones a flexión

##### • Armadura de tracción

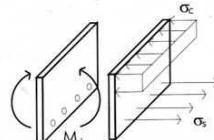
La flexión en una sección de hormigón armado provoca un estado de tensiones normales.

La armadura puede estimarse tomando momentos respecto al centro de compresión, suponiendo que la distancia entre fuerzas es  $0,8h$  y que el acero trabaja al máximo ( $f_{yd}$ ).

Igualando momentos (el exterior con el de las tensiones) se obtiene:

$$M_d = A_s f_{yd} 0,8h$$

$$A_s = \frac{M_d}{0,8h f_{yd}}$$



##### • Armadura de compresión

A partir de un cierto valor de momento flector (llamado momento límite) se hace necesario, por economía, disponer armadura de compresión.

$$M_{lim} = 0,32 f_{cd} bd^2$$

Si  $M_d < M_{lim}$

Basta con disponer armadura de tracción

Si  $M_d > M_{lim}$

Hay que disponer armadura de compresión

sobre la siguiente forma:



#### □ Armadura mínima

##### • Armadura mínima geométrica

Sirve para controlar la fisuración debida a efectos no contemplados en el cálculo.

Elemento	$A_{s,min}$ geométrica
Pilares	$A_s$ total > 4% $A_c$
Vigas	$A_s$ tracción > 3,5% $A_c$
Losas, muros, zapatas	$A_s$ por cara y dirección > 2% $A_c$

• **Armadura mínima mecánica**

La capacidad mecánica del acero ( $A_s f_yd$ ) debe ser, al menos, un porcentaje del hormigón ( $A_c f_{cd}$ ).

- En elementos a flexión (vigas, losas,...)

$A_{s,tracc} f_{yd} > 4\% A_c f_{cd}$  Se dispone para evitar la rotura frágil por plastificación de la armadura.

- En elementos a compresión (pilares, ...):

$$A_{s,total} f_{yd} > 10\% A_c f_{yd}$$

□ **Armadura máxima mecánica en elementos a compresión**

$$A_{s,total} f_{yd} \leq 100\% A_c f_{cd}$$

□ **Cortante y punzonamiento**

En la EHE el cortante depende de la cuantía de armadura de tracción. En este libro, en cambio, se utiliza la formulación de la antigua EH-91 ya que es más rápida de aplicar.

$$\text{EHE: } V_{cu} = 0,12 \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) (100\rho f_{ck})^{1/3} bd$$

$\rho$ : cuantía de armadura de tracción

$$\text{EH-91: } V_{cu} = 0,5 \sqrt{f_{cd}} bd$$

También se ha utilizado la EH-91 para el cálculo del cortante máximo (bielas de compresión) y del punzonamiento.

□ **Coeficientes de mayoración de acciones ( $\gamma_1$ )**

Aunque  $\gamma_1$  vale 1,5 para cargas permanentes y 1,6 para sobrecargas, en este libro se ha simplificado tomando siempre 1,6.

□ **Tabla de áreas de redondos**

$\emptyset$	6	8	10	12	14	16	20	25
$\text{cm}^2$	0,3	0,5	0,78	1,13	1,5	2	$\pi$	4,9

## H HORMIGÓN

### HC CIMENTACIONES

## HC.1 Zapata aislada

Dimensionamiento de la zapata aislada y de su armadura

### DATOS NECESARIOS

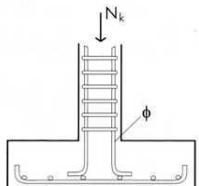
- Axil característico ( $N_k$ )
  - Cálculo aproximado  $N_k$  (si no dispone del dato):  
 $N_k = n^2 \text{ plantas} \times \text{área de influencia del pilar} \times \text{carga sin mayorar}$
- Tensión admisible del terreno ( $\sigma_{adm}$ )
- Diámetro de la armadura longitudinal del pilar ( $\phi$ )
- Escuadria del pilar ( $I$ )
  - Si no dispone del dato, tome un valor aproximado de 0,4 a 0,5 m

### DESARROLLO

#### □ Área de la zapata (A)

$$A = a^2 = \frac{N_k}{\sigma_{adm}} \left[ \times \frac{1}{10} \right]$$

A	[ m <sup>2</sup> ]
a	[ m ]
$N_k$	[ T ]
$\sigma_{adm}$	[ Kg/cm <sup>2</sup> ]

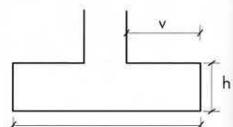


#### □ Canto de la zapata (h)

- El vuelo debe ser el doble que el canto:  $v = 2h$

$$h = \frac{a - l}{4}$$

h, a, l	[ cm ]
---------	--------

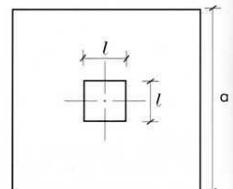


- Además, para garantizar el anclaje de la armadura del pilar, se debe comprobar que:

$$h > 10 \phi^2 + 10 \quad (*)$$

$$\phi, h \quad [ cm ]$$

- Canto mínimo = 50 cm



#### □ Armadura de la zapata ( $A_s$ )

• Momento de cálculo por metro lineal ( $M_d$ )

$$M_d = \gamma_f \sigma_{adm} \frac{\alpha \alpha}{2 \cdot 4}$$

$$M_d = 1,6 \sigma_{adm} \frac{\alpha^2}{8} \left[ \times 10 \right]$$

$M_d$	[ mT/ml ]
A	[ m <sup>2</sup> ]
$\sigma_{adm}$	[ Kg/cm <sup>2</sup> ]

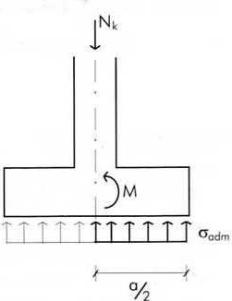
#### • Armadura por metro lineal ( $A_s$ )

$$A_s = \frac{M_d}{0,8 f_{yd}} \left[ \times 1000 \right]$$

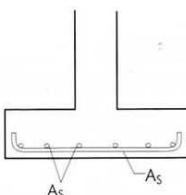
$A_s$	[ cm <sup>2</sup> /ml ]
$M_d$	[ ml/ml ]
h	[ m ]
$f_{yd}$	[ Kg/cm <sup>2</sup> ]

$$f_{yd} = \frac{5000}{1,15} \quad \delta = \frac{4000}{1,15}$$

B-500S      B-400S



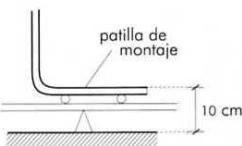
- La armadura se dispondrá en el paramento inferior en ambas direcciones.
- No es necesario disponer armadura en el paramento superior.
- Se recomienda disponer patilla.
- No olvidar comprobar la armadura mínima.



### NOTAS

• Comprobación del canto: la zona en la que se anclan las barras está multicompresa por lo que la longitud de anclaje puede reducirse a 2/3 de la longitud de anclaje nominal (15 φ<sup>2</sup>). Por tanto, 2/3 · (15 φ<sup>2</sup>) = 10 φ<sup>2</sup>

Los 10 cm que se añaden son de montaje (recubrimiento y armaduras).

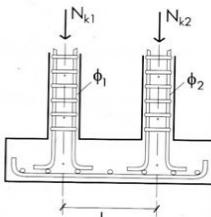


## HC.2 Zapata combinada

Dimensionamiento de la zapata combinada y de su armadura

### DATOS NECESARIOS

- Axil característico ( $N_{k1}, N_{k2}$ )  
Cálculo aproximado  $N_k$  (si no dispone del dato):  
 $N_k = n^o$  plantas x área de influencia del pilar x carga sin mayorar
- Tensión admisible del terreno ( $\sigma_{adm}$ )
- Diámetros de la armadura longitudinal de los pilares ( $\phi_1, \phi_2$ )
- Distancia entre ejes de pilares (L)

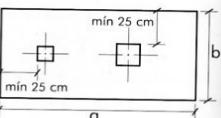


### DESARROLLO

#### □ Área de la zapata (A)

$$A = ab = \frac{N_{k1} + N_{k2}}{\sigma_{adm}} \left[ \frac{1}{10} \right]$$

A	$[m^2]$
a, b	$[m]$
$N_{k1}, N_{k2}$	$[T]$
$\sigma_{adm}$	$[Kg/cm^2]$



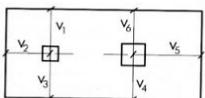
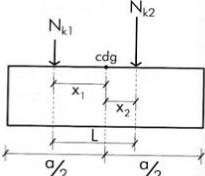
Se recomienda que  $a < 2b$

#### □ Disposición en planta de la zapata

La situación de la zapata respecto a los pilares se obtiene haciendo coincidir el centro de gravedad de la superficie con el de los ejes.

$$x_1 = \frac{N_{k2}L}{N_{k1} + N_{k2}}$$

$$x_2 = \frac{N_{k1}L}{N_{k1} + N_{k2}}$$



#### □ Canto de la zapata (h)

- Tomando  $V_{max}$  como el mayor valor de  $V_i$ :

Si quiere afinar (sólo para el canto) considere el vuelo desde la cara del pilar y no desde el eje.

- Para garantizar el anclaje de la armadura del pilar  $h > 10\phi^2 + 10$

$$\phi, h \quad [cm]$$

- Canto mínimo = 50 cm

#### □ Armadura de la zapata ( $A_s$ )

##### • Momento longitudinal de cálculo por metro lineal

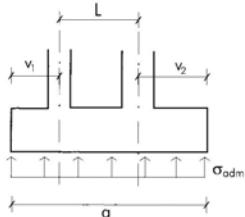
El cálculo se asimila a una viga simplemente apoyada con dos voladizos.

$$M_d^+ = 1,6 \frac{\sigma_{adm} V_{max}^2}{2} \left[ \times 10 \right]$$

$M_d$	$[mT/ml]$
$\sigma_{adm}$	$[kg/cm^2]$
$V, L$	$[m]$

$$M_d^- = 1,6 \sigma_{adm} \left[ \frac{L^2}{8} - \frac{V_{min}^2}{2} \right] \left[ \times 10 \right]$$

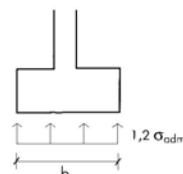
$$V_{max} = \max(V_1, V_2) \quad V_{min} = \min(V_1, V_2)$$



##### • Momento transversal de cálculo por metro lineal

$$M_{d,trans}^+ = 1,6 \frac{1,2 \sigma_{adm} b^2}{8} \left[ \times 10 \right] \quad (*)$$

b	$[m]$
---	-------

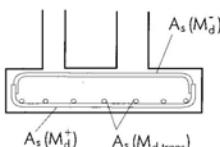


##### • Armadura por metro lineal ( $A_s$ )

La armadura correspondiente a cada momento es la que se muestra en el dibujo. Para simplificar, se dispondrá la armadura en dos mallazos idénticos en ambas caras, tomando el mayor de los valores de  $M_d$ .

$$A_s = \frac{M_d}{0,8 f_{yd}} \left[ \times 1000 \right]$$

$A_s$	$[cm^2/ml]$
$M_d$	$[mT/ml]$
h	$[m]$
$f_{yd}$	$[kg/cm^2]$
$f_{yd} = f_y / 1,15$	

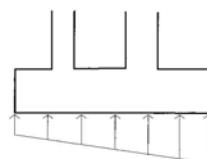


• Se recomienda disponer patilla.

• No olvidar comprobar la armadura mínima.

### NOTAS

(\*) **Esfuerzo transversal:** en los casos en los que un axil sea mayor que el otro, el reparto de tensiones no será uniforme sino que la tensión del terreno será mayor en la zona de mayor axil ( $1,2\sigma_{adm}$ )



## HC.3 Zapata de borde

Dimensionamiento de la zapata de borde y de su armadura

### DATOS NECESARIOS

- Axil característico ( $N_k$ )

Cálculo aproximado  $N_k$  (si no dispone del dato):

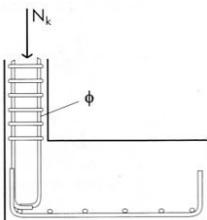
$$N_k = n^2 \text{ plantas} \times \text{área de influencia del pilar} \times \text{carga sin mayorar}$$

- Tensión admisible del terreno ( $\sigma_{adm}$ )

- Diámetro de la armadura longitudinal del pilar ( $\phi$ )

- Escuadria del pilar ( $l$ )

Si no dispone del dato, tome un valor aproximado de 0,4 a 0,5 m



### DESARROLLO

Una zapata de borde, por sí misma, no está en equilibrio. Es necesario disponer algún elemento que absorba el momento. Usualmente se realiza mediante viga centradora, tal y como se desarrolla a continuación. (\*)

#### Área de la zapata ( $A$ )

$$A = ab = 1,4 \frac{N_k}{\sigma_{adm}} \left[ \times \frac{1}{10} \right]$$

$A$	$[m^2]$
$a, b$	$[m]$
$N_k$	$[T]$
$\sigma_{adm}$	$[Kg/cm^2]$

Es aconsejable que  $a \approx b$

#### Canto de la zapata ( $h$ )

- El vuelo debe ser el doble que el canto:  $v = 2h$

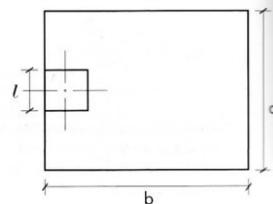
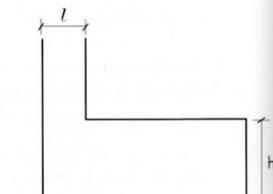
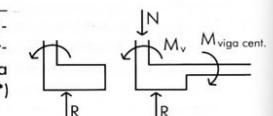
$$h = \frac{a - l}{4}$$

$h, a, l$	$[cm]$
-----------	--------

- Además, para garantizar el anclaje de la armadura del pilar, se debe comprobar que:

$$h > 10\phi^2 + 10 \quad \phi, h \quad [cm]$$

- Canto mínimo = 50 cm



#### Armadura de la zapata ( $A_s$ )

- Momento de cálculo por metro lineal ( $M_d$ )

Se calcula como una zapata aislada

$$M_d = 1,6 \sigma_{adm} \frac{\alpha^2}{8} \left[ \times 10 \right] \quad (**)$$

$M_d$	$[mT/ml]$
$\alpha$	$[m]$
$\sigma_{adm}$	$[Kg/cm^2]$

#### Armadura por metro lineal ( $A_s$ )

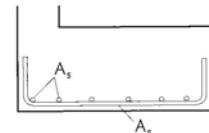
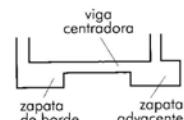
$$A_s = \frac{M_d}{0,8 hf_{yd}} \left[ \times 1000 \right]$$

$A_s$	$[cm^2/ml]$
$M_d$	$[mT/ml]$
$h$	$[m]$
$f_{yd}$	$[Kg/cm^2]$
$f_{yd}$	$= f_y / 1,15$

• La armadura se dispondrá en las dos direcciones.

• Se recomienda disponer patilla.

• No olvidar comprobar la armadura mínima.



### NOTAS

(\*) Cálculo sin viga centradora: el momento se absorbe mediante forjado en tracción y solera en compresión. Habrá que comprobar que ambos elementos aguantan estas fuerzas. El área de la zapata no hay que incrementarla en un 40% como en el caso de disponer viga centradora, por lo que:

$$A = ab = \frac{N_k}{\sigma_{adm}} \left[ \times \frac{1}{10} \right]$$

Se calcula la zapata como un voladizo en el sentido longitudinal, ya que el transversal es menos desfavorable.

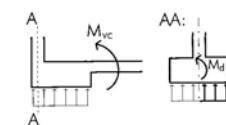
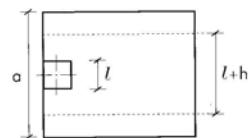
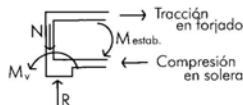
$$M_{d,total} = \gamma \sigma_{adm} ba \frac{b}{2} \left[ \times 10 \right]$$

$M_{d,total}$	$[mT]$
---------------	--------

Existe una concentración del momento en una zona de la zapata de ancho menor que  $a$ . Por tanto, el momento máximo por metro lineal es:  $M_{d,total}/l+h$ .

$$M_d = 1,6 \frac{\sigma_{adm} ba}{l+h} \frac{b}{2} \left[ \times 10 \right]$$

$M_d$	$[mT/ml]$
-------	-----------



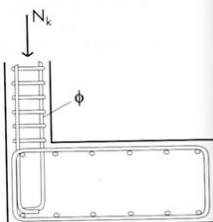
(\*\*) Momento de cálculo por metro lineal con viga centradora: ya que en el sentido longitudinal la viga centradora rigidiza, la zapata sólo trabaja en el sentido transversal (como una zapata corrida).

## HC.4 Zapata de esquina

Dimensionamiento  
de la zapata de esquina y de su armadura

### DATOS NECESARIOS

- Axil característico ( $N_k$ )  
Cálculo aproximado  $N_k$  (si no dispone del dato):  
 $N_k = n^o \text{ plantas} \times \text{área de influencia del pilar} \times \text{carga sin mayorar}$
- Tensión admisible del terreno ( $\sigma_{adm}$ )
- Diámetro de la armadura longitudinal del pilar ( $\phi$ )
- Escuadría del pilar ( $I$ )  
Si no dispone del dato, tome un valor de 0,4 a 0,5 m



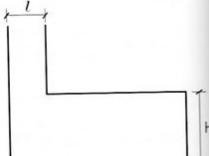
### DESARROLLO

Al igual que en la zapata de borde, habrá que absorber el momento de desequilibrio mediante viga centradora. (\*)

#### □ Área de la zapata (A)

$$A = a^2 = 1,4 \frac{N_k}{\sigma_{adm}} \left[ \times \frac{1}{10} \right]$$

A	[ $m^2$ ]
a	[ m ]
$N_k$	[ T ]
$\sigma_{adm}$	[ Kg/cm <sup>2</sup> ]

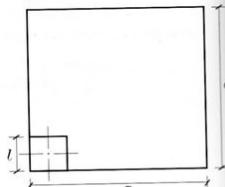


#### □ Canto de la zapata (h)

El vuelo debe ser el doble que el canto:  $v = 2h$

$$h = \frac{a - l}{4}$$

$h, a, l$  [ cm ]



- Además, para garantizar el anclaje de la armadura del pilar, se debe comprobar que:  
 $h > 10 \phi^2 + 10$        $\phi, h$  [ cm ]
- Canto mínimo = 50 cm

#### □ Armadura de la zapata ( $A_s$ )

##### • Momento de cálculo por metro lineal ( $M_d$ )

$$M_d = 1,6 \frac{\sigma_{adm} a^2}{4,8} \left[ \times 10 \right] \quad (**) \quad M_d \quad [ mT/ml ]$$

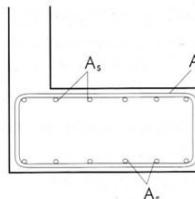
$\sigma_{adm}$	[ Kg/cm <sup>2</sup> ]
a	[ m <sup>2</sup> ]

#### • Armadura por metro lineal ( $A_s$ )

$$A_s = \frac{M_d}{0,8h f_{yd}} \left[ \times 1000 \right]$$

$A_s$	[ cm <sup>2</sup> /ml ]
$M_d$	[ mT/ml ]
h	[ m ]
$f_{yd}$	[ Kg/cm <sup>2</sup> ]
$f_{yd}$	= $f_{yk}/1,15$

- Se dispone en cada sentido. Se recomienda disponer la armadura en forma de cercos. (\*\*\*)
- No olvidar comprobar la armadura mínima.



### NOTAS

(\*) Cálculo sin viga centradora: el momento se absorbe mediante forjado en tracción y solera en compresión. Habrá que comprobar que ambos elementos aguantan estas fuerzas.  
El área de la zapata no hay que incrementarla en un 40% como en el caso de disponer viga centradora, por lo que:

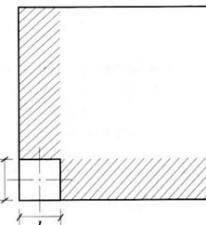
$$A = a^2 = \frac{N_k}{\sigma_{adm}} \left[ \times \frac{1}{10} \right]$$

Se calcula la zapata como un voladizo en ambos sentidos.

$$M_{d,\text{total}} = \gamma_f \frac{\sigma_{adm} a^3}{2} \left[ \times 10 \right] \quad M_{d,\text{total}} \quad [ mT ]$$

Este momento total se concentra en un ancho  $l$ . Por tanto, el momento máximo por metro lineal es:  $M_{d,\text{total}}/l$ .

$$M_d = 1,6 \frac{\sigma_{adm} a^2}{2} \frac{l}{l} \left[ \times 10 \right] \quad M_d \quad [ mT/ml ]$$



(\*\*\*) Momento de cálculo de la zapata ( $M_d$ ): véase referencia 4 de la Bibliografía.

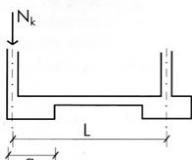
(\*\*\*\*) Armadura: la armadura calculada está referida al ancho  $l$ , aunque por sencillez en la ejecución se pone la misma en toda la zapata.

## HC.5 Viga centradora en zapatas

Dimensionamiento  
de viga centradora en zapatas de borde y esquina

### DATOS NECESARIOS

- Axil característico ( $N_k$ )
- Dimensiones de la zapata
- Tensión admisible del terreno ( $\sigma_{adm}$ )
- Distancia al pilar adyacente ( $L$ )



### DESARROLLO

La viga centradora recoge el momento propio del pilar y el producido por la excentricidad entre el axil y la reacción del terreno. Se dispone en zapatas excéntricas uniendo dicha zapata con la adyacente.

#### □ Dimensiones de la viga ( $b, h$ )

$$b > \frac{L}{20} \quad h > \frac{L}{12}$$

Canto mínimo = 35 cm

#### □ Esfuerzos en viga centradora

##### • Zapata de borde

Para calcular la viga se hace una analogía con una viga de longitud  $(L - a/2)$  con un momento en el extremo de valor:  $N_k a/2$ .

Momento

$$M_d = 1,6N_k \frac{a}{2}$$

$M_d$	[ mT ]
$N_k$	[ T ]
$a$	[ m ]

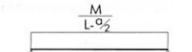
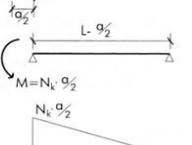
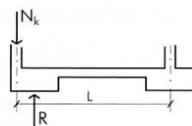
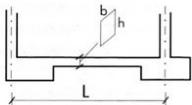
Armadura

$$V_d = \frac{M_d}{L - \frac{a}{2}}$$

$V_d$	[ T ]
$L, a$	[ m ]

##### • Zapata de esquina

Cuando las luces de las vigas ( $L_1, L_2$ ) sean muy parecidas, se calculan, en cada dirección, igual que una zapata de borde.



### Momento

$$M_{d,1} = M_{d,2} = 1,6 \cdot N_k \frac{a}{2}$$

$M_d$	[ mT ]
$N_k$	[ T ]
$a$	[ m ]

Si las vigas tienen luces diferentes, una aproximación, del lado de la seguridad es:

– en la viga más corta:  $M_d = 1,6N_k \frac{a}{2}$  (\*)

– en la viga más larga:  $M_d = 1,6N_k a$

### Cortante

A diferencia del caso anterior:

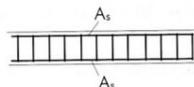
$$V_d = \frac{M_d}{L - a}$$

$V_d$	[ T ]
$M_d$	[ mT ]
$L, a$	[ m ]

$V_d$  y  $M_d$  de la viga correspondiente

#### □ Armadura longitudinal de la viga ( $A_s$ )

- Se calcula a partir de  $M_d$  (véase la ficha H.0).
- Sé dispondrá en ambos paramentos, por facilidad de ejecución, a lo largo de toda la viga.
- Debe anclarse a partir del eje del pilar y no desde la cara de la zapata.
- No olvidar comprobar la armadura mínima.

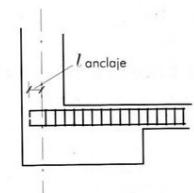


#### □ Armadura transversal de la viga ( $A_a$ )

$$A_a = \frac{V_d}{0,8hf_{yld}} [\times 1000]$$

$A_a$	[ cm <sup>2</sup> /m ]
$V_d$	[ T ]
$h$	[ m ]
$f_{yld}$	= min(4000, f_yd) [ kg/cm <sup>2</sup> ]

- Esta armadura indica la cantidad de  $cm^2$  en ramas verticales que hay que disponer en un metro de viga.
- Se recomienda disponer los cercos en toda la viga hasta ejes de pilares.



### NOTAS

(\*) Esfuerzos en vigas centradoras de luces diferentes: la expresión exacta del momento es:

$$M_d = K1,6N_k \frac{a}{2}$$

siendo  $K = \frac{L'(L-a)}{LL'-\frac{a}{2}(L+L')}$

$L$ : luz viga

$L'$ : luz viga perpendicular

## HC.6 Viga centradora en pilotes

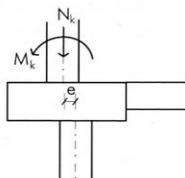
Dimensionamiento  
de una viga centradora en encepado de pilotes

### DATOS NECESARIOS

- Axil característico del pilar ( $N_k$ )
 

Cálculo aproximado de  $N_k$  si no se dispone del dato:  
 $N_k = n^o \text{ de plantas} \times \text{área de influencia del pilar} \times \text{carga sin mayorar}$
- Excentricidad en la dirección de la viga considerada ( $e$ )
 

La excentricidad depende de la calidad de la ejecución:  
 Buena ejecución       $e=5\text{cm}$   
 Ejecución normal     $e=10\text{cm}$
- Distancia entre pilares adyacentes ( $L$ )



### DESARROLLO

La viga centradora recoge el momento propio del pilar y el producido por la excentricidad en la construcción de los pilotes.

Se dispone en encepados de uno o dos pilotes uniendo dicho encepado con el adyacente.

#### □ Dimensiones de la viga ( $b, h$ )

$$b > \frac{L}{20}$$

$$h > \frac{L}{12}$$

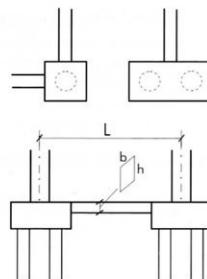
- Canto mínimo = 35 cm
- Se recomienda que el canto de la viga ( $h$ ) no sea mayor que el canto del encepado.

#### □ Momento de cálculo

$$M_d = 1,6N_k e$$

$$\begin{array}{ll} M_d & [ \text{mT} ] \\ N_k & [ \text{T} ] \\ e & [ \text{m} ] \end{array}$$

- Si el momento propio del pilar es importante, debería añadirse a  $M_d$ .
- Si hay viga a cada lado, el momento se divide por dos.
- Si sólo hay viga a un lado, se le asigna todo el momento.



Este momento de cálculo no será menor que:

$$M_{d,\min} = \frac{1}{12} L^2 \quad \begin{array}{l} M_{d,\min} [ \text{mT} ] \\ L [ \text{m} ] \end{array}$$

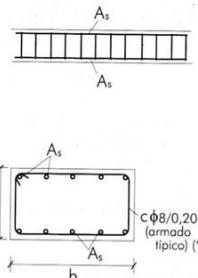
Sale de suponer una carga lineal de 1 mT/ml

#### □ Armadura

##### • Armadura longitudinal ( $A_s$ )

$$A_s = \frac{M_d}{0,8f_{yd}} \times 1000 \quad \begin{array}{l} A_s [ \text{cm}^2 ] \\ M_d [ \text{mT} ] \\ h [ \text{m} ] \\ f_{yd} [ \text{kg/cm}^2 ] \end{array}$$

- Se dispondrá en el paramento superior a lo largo de toda la viga. Se recomienda, por facilidad de ejecución, disponer la misma armadura en el paramento inferior.
- Se debe anclar la armadura a partir del eje del pilar y no desde la cara de la zapata.
- No olvidar comprobar la armadura mínima.



### NOTAS

(\*) Armadura transversal de la viga ( $A_{tr}$ ): para mayor precisión habría que hacer el cálculo a cortante (véase ficha HC.5)

## HC.7 Viga riostra

Dimensionamiento  
de una viga riostra en zapatas y encepados

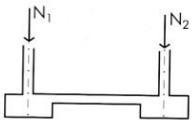
### DATOS NECESARIOS

#### • Axil característico del pilar ( $N_k$ )

Cálculo aproximado de  $N_k$  si no se dispone del dato:

$$N_k = n^o \text{ de plantas} \times \text{área de influencia del pilar} \times \text{carga sin mayorar}$$

$N_k$  es el axil correspondiente al pilar más cargado de los que enlaza la viga.



### DESARROLLO

Las vigas riostras se utilizan para absorber cargas horizontales.

Se hacen necesarias en zapatas y encepados en zona sísmica.

Sólo trabajan, por tanto, a compresión o tracción.

Se dimensionan para tracción que es el caso más desfavorable.

#### □ Axil de cálculo ( $N_d$ )

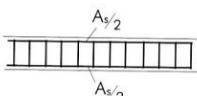
Se considera una fracción del axil del pilar.

$$N_d = 1,6 \cdot 0,16 N_k \quad (*)$$

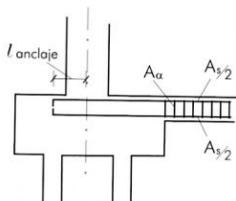
#### □ Armadura ( $A_s$ )

$$A_{s,\text{total}} = \frac{N_d}{2500} \left[ \times 1000 \right]$$

$A_s$	$[\text{cm}^2]$
$N_d$	$[\text{T}]$
2500	$[\text{kg/cm}^2]$



- Esta armadura se dispondrá en toda la sección.
- La armadura hay que anclarla a partir del eje del pilar.
- Hay que disponer cercos con criterios de mínimos en la longitud entre encepados ( $A_u$ ).
- No olvidar comprobar la armadura mínima.



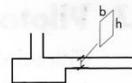
#### □ Dimensiones de la viga (bxh)

Las dimensiones de la viga deben ser tales que se cumpla que la capacidad del hormigón sea tres veces mayor que la del acero.

$$A_c f_{cd} \geq 3 A_s f_{yd}$$

$$bh \geq 3 \frac{A_s f_{yd}}{f_{cd}}$$

$b, h$	$[\text{cm}]$
$A_s$	$[\text{cm}^2]$
$f_{yd}, f_{cd}$	$[\text{kg/cm}^2]$



HC

### NOTAS

(\*) Fracción del axil: si se quiere afinar el cálculo de  $N_d$ , en lugar del valor de 0,16 se puede sustituir por la fracción de "g" que se obtiene de la norma sismorresistente.

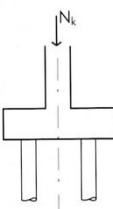
## HC.8 Pilotes

Cálculo del número de pilotes necesarios y dimensionamiento de los mismos

### DATOS NECESARIOS

- Axil característico del pilar ( $N_k$ )
 

Cálculo aproximado de  $N_k$  si no se dispone del dato:  
 $N_k = n^2 \text{ de plantas} \times \text{área de influencia del pilar} \times \text{carga sin mayorar}$
- Dimensión de la sección del pilote ( $\phi$  ó  $a$ )



### DESARROLLO

#### Número de pilotes (n)

Se calcula primero la resistencia de un pilote:

$$R = A\sigma \quad R: \text{Resistencia de un pilote [T]}$$

A: Área de un pilote [ $m^2$ ]

$\sigma$ : Tensión de servicio [ $T/m^2$ ]

Para pilotes prefabricados: 700-1000

Para pilotes *in situ*: 300-400

Con este dato se obtiene fácilmente el número de pilotes.

$$n = \frac{N_k}{R} \quad N_k: \text{Resistencia de un pilote [T]}$$

n: número de pilotes (número entero inmediatamente superior)

#### Armadura

##### • Axil de cálculo ( $N_d$ )

Para cada pilote, el axil de cálculo será:

$$N_d = 1,6 \frac{N_k}{n}$$

##### • Armadura ( $A_s$ )

Igualando el axil de cálculo al axil máximo que resiste el pilote, se obtiene:

$$N_d = 0,85 f_{cd} A_c + A_s f_{yd}$$

$$A_s = \frac{N_d - 0,85 f_{cd} A_c}{f_{yd}} \left[ \times 10 \right] \left[ \times 1000 \right]$$

$A_s$	Armadura longitudinal del pilote [ $cm^2$ ]
$A_c$	Área del pilote [ $m^2$ ]
$N_d$	[T]

$$\begin{aligned} f_{yd} &= f_{ck}/1,15 \\ f_{cd} &= f_{ck}/1,5 \quad \text{pilotes prefabricados} \\ f_{cd} &= f_{ck}/3 \quad \text{pilotes } in \text{ situ (*)} \end{aligned}$$

#### • Armadura mínima

Se utilizan los criterios de armadura mínima para pilares

- Mínima geométrica:  $A_s \geq 4\% A_c$
- Mínima mecánica:  $A_s f_{yd} \geq 10\% A_c f_{cd}$

#### • Armadura máxima

- En pilotes *in situ* se limita la armadura con un criterio más estricto que en pilares convencionales debido a las dificultades de hormigonado.
- Máxima mecánica:  $A_s f_{yd} \leq 60\% A_c f_{cd}$
- En pilotes prefabricados:  $A_s f_{yd} \leq 100\% A_c f_{cd}$

#### • Recomendaciones de armado

- Diámetro mínimo de la armadura longitudinal: 12 mm
- Número mínimo de barras: 6

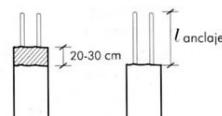
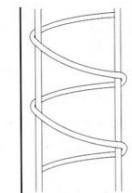
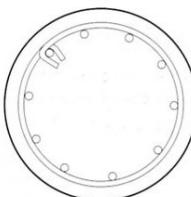
- Separación mínima entre armadura longitudinal: 20 cm

- Armadura transversal (cercos)
 

$\phi_{min} = 0,25 \phi_{long}$   
 $\text{Separación} < 1,5 \phi_{long}$

- Recubrimiento de la armadura  
 $7 \text{ cm en pilotes } in \text{ situ}$   
 $4-5 \text{ cm en pilotes prefabricados}$

- Una forma muy usual de disponer armadura transversal es mediante helicoidal.



#### Ejecución

Es recomendable hormigonar los pilotes con 20 ó 30 cm de exceso de longitud para picarlos posteriormente, ya que la calidad de este hormigón es muy mala.

### NOTAS

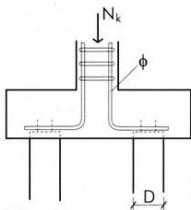
(\*) Minoración de la resistencia en pilotes *in situ*: el hormigón de los pilotes *in situ* no tiene las mismas garantías que el hormigón convencional, por eso se duplica el coeficiente de seguridad (2x1,5).

## HC.9 Encepado de dos pilotes

Dimensionamiento de un encepado de dos pilotes

### DATOS NECESARIOS

- Axil característico del pilar ( $N_k$ )
- Diámetro del pilote ( $D$ )
- Diámetro de la armadura longitudinal del pilar ( $\phi$ )

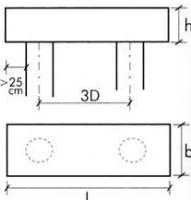


### DESARROLLO

#### □ Geometría del encepado

- Canto ( $h$ ) será el mayor de los siguientes valores:  

$$h > \begin{cases} 10\phi^2 + 20 \text{ cm por anclaje de la armadura del pilar} \\ D \\ 40 \text{ cm} \end{cases}$$
- La longitud ( $L$ ) y la anchura ( $b$ ) se obtienen a partir de las siguientes condiciones:
  - Distancia entre ejes de pilotes =  $3D$  ( $2D$  para pilotes pequeños,  $D < 50$  cm)
  - Distancia del borde del encepado al pilote más próximo  $> 25$  cm



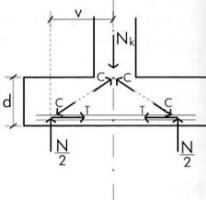
#### □ Armadura

##### • Esfuerzo de cálculo

El axil se reparte a los pilotes según se indica, generando dos compresiones inclinadas y una tracción en la armadura.

Planteando el equilibrio de fuerzas:

$$T = \frac{Nv}{2d} \quad d: \text{Canto útil} = h - 0,10 \text{ [m], por razones constructivas}$$



#### • Armadura principal ( $A_{pl}$ )

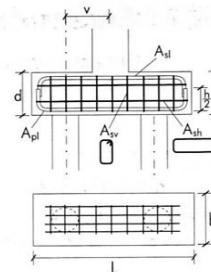
A partir de la tracción anterior se calcula la armadura principal.

$$A_{pl} = \frac{T}{f_{yd}}$$

$$A_{pl} = 1,6 \frac{N_k v}{2df_{yd}} \times 1000$$

$N_k$	[T]
$d, v$	[m]
$A_{pl}$	[cm <sup>2</sup> ]
$f_{yd}$	[kg/cm <sup>2</sup> ]

$$f_{yd} = f_y / 1,15 < 4000$$



Esta armadura ( $A_{pl}$ ) se dispone en el paramento inferior, distribuida uniformemente en la dirección longitudinal del encepado, en todo el ancho  $b$ .

#### • Armaduras secundarias

• Paramento superior: en longitudinal se dispone la décima parte de la armadura principal.

$$A_{sl} = \frac{1}{10} A_{pl}$$

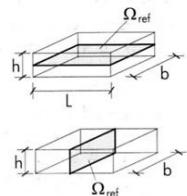
• Cercos verticales: atan la armadura inferior y superior.

$$A_{sv} = 4\% \Omega_{ref}$$

$$\Omega_{ref} = bL$$

• Cercos horizontales: atan los cercos verticales.

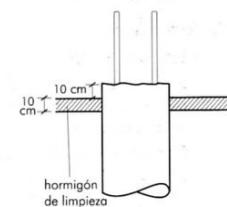
$$A_{sh} = 4\% \Omega_{ref}$$



#### □ Ejecución

El hormigón de los pilotes debe penetrar en el hormigón del encepado, al menos, 10 cm y como máximo 20 cm.

La armadura del encepado se apoya en los pilotes, por tanto el recubrimiento es, al menos, 10 cm.

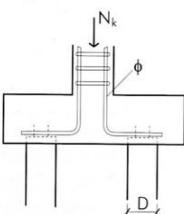


## HC.10 Encepado de tres pilotes

Dimensionamiento de un encepado de tres pilotes

### DATOS NECESARIOS

- Axil característico del pilar ( $N_k$ )
- Diámetro del pilote (D)
- Diámetro de la armadura longitudinal del pilar ( $\phi$ )

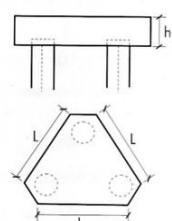


### DESARROLLO

#### □ Geometría del encepado

- Canto ( $h$ ) será el mayor de los siguientes valores:  

$$h > \begin{cases} 10\phi^2 + 20 \text{ cm por anclaje de la armadura del pilar} \\ D \\ 40 \text{ cm} \end{cases}$$
- La longitud ( $L$ ) y la anchura ( $b$ ) se obtienen a partir de las siguientes condiciones:
  - Distancia entre ejes de pilotes =  $3D$  ( $2D$  para pilotes pequeños,  $D < 50$  cm)
  - Distancia del borde del encepado al pilote más próximo  $> 25$  cm



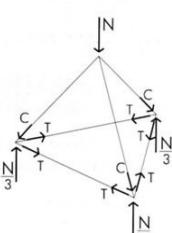
#### □ Armadura

##### • Esfuerzo de cálculo

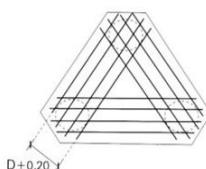
La tracción de la armadura se calcula planteando un esquema de fuerzas (bielas y tirantes) como el de la figura

##### • Armadura principal ( $A_{pl}$ )

$$A_{pl} = 1,6 \cdot 0,68 \frac{N_k}{3df_{yd}} 0,6l [\times 1000]$$



$N_k$	[T]
$d, L$	[m]
$A_{pl}$	[cm <sup>2</sup> ]
$f_{yd}$	[kg/cm <sup>2</sup> ]
$f_{yk}$	$f_{yk}/1,15 < 4000$

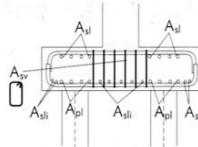


#### • Armaduras secundarias

##### • $A_{sli}$ : armadura longitudinal inferior

Hace falta disponer más armadura para que no quede ninguna zona inferior del encepado sin armar. Esta armadura tiene que tener una capacidad de valor  $1/4$  de la principal.

$$A_{sli} = \frac{1}{4} A_{pl}$$



Teóricamente hay que disponerla en las mismas direcciones que  $A_{pl}$ , pero en las zonas sin armar. Esto, en encepados de tres pilotes, es de difícil disposición, por lo que se suele disponer una retícula ortogonal de dicha capacidad.

##### • $A_{sl}$ : Armadura longitudinal superior

$$A_{sl} = \frac{1}{10} A_{pl}$$

Tiene la misma distribución que  $A_{pl}$  pero en el paramento superior.

##### • $A_{sv}$ : Cercos verticales

Atan la armadura  $A_{pl}$  y  $A_{sl}$ .

$$A_{sv} = 4\% \Omega_{ref} \quad \Omega_{ref} = L(D + 0,20)$$

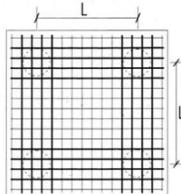
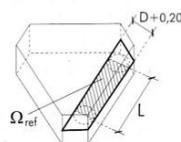
Se dispondrá en forma de cercos verticales entre pilotes.

#### □ Variaciones en el encepado de cuatro pilotes

$$A_{pl} = 1,6 \frac{N_k}{4df_{yd}} \frac{L}{2} [\times 1000]$$

$A_{sli}$ : se dispondrá en las zonas no armadas por  $A_{pl}$  con una capacidad igual a:

$$A_{sli} = \frac{1}{4} A_{pl}$$





## H HORMIGÓN

3x3 - Caja 114, 334'

### HM MUROS

3x3 - Caja 114, 334'

# HM.1 Muro de sótano

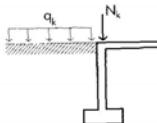
Dimensionamiento de un muro de sótano y de su zapata

## DATOS NECESARIOS

- Carga lineal característica sobre el muro ( $N_k$ )
- Tensión admisible del terreno ( $\sigma_{adm}$ )
- Peso específico y ángulo de rozamiento del terreno ( $\gamma, \varphi$ )
 

Valores usuales:  $\gamma = 1,7$  a  $2,1 \text{ t/m}^3$ ;  $\varphi = 25^\circ$  a  $35^\circ$
- Sobrecarga exterior ( $q_k$ )

Este cálculo es válido para muros drenados.



## DESARROLLO

El cálculo se realiza por metro lineal de muro

### □ Dimensiones de la zapata

#### • Área

$$a = \frac{N_k + P_{muro}}{\sigma_{adm}} \left[ \frac{1}{10} \right] \quad \begin{aligned} a & \quad [\text{m}] \\ N_k & \quad [\text{T}] \\ P_{muro} & \quad \text{Peso propio del muro [T]} \\ \sigma_{adm} & \quad [\text{kg/cm}^2] \end{aligned}$$

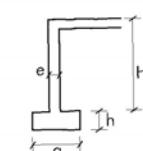
Se ha despreciado el valor de  $q_k$ , por tanto, se recomienda aumentar el valor de  $a$ .

#### • Canto $h \geq 60 \text{ cm}$

### □ Espesor del muro ( $e$ )

$$e = \frac{1}{15} H \quad \begin{aligned} e & \quad [\text{m}] \\ H & \quad [\text{m}] \end{aligned}$$

Usualmente, para muros de sótano de alturas normales, se toman 25-30 cm de espesor.



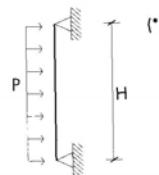
### □ Armadura del muro

#### • Esfuerzos de cálculo

Sobre estos muros actúa, horizontalmente, el llamado "empuje al reposo". Se considera una ley de empujes rectangular ( $P$ ) equivalente a la triangular de las tierras. El muro se supone apoyado en zapata y forjado.

$$P = 0,67(\gamma H + q_k)(1 - \operatorname{sen}\varphi) \quad \begin{aligned} P & \quad [\text{T/ml}] \\ \gamma & \quad [\text{T/m}^3] \\ H & \quad [\text{m}] \\ q_k & \quad [\text{kg/m}^2] \end{aligned}$$

El coeficiente de empuje al reposo es  $K_0=1-\operatorname{sen}\varphi$   
(Para valores habituales del terreno  $\varphi=30^\circ$ ;  $K_0=0,5$ )



$$\begin{aligned} M_d^+ & = 1,6 \frac{PH^2}{8} & M_d^- & = \frac{1}{4} M_d^+ & V_d & = 1,6 \frac{PH}{2} \\ & \text{en la media altura} & & \text{en la base} & & \text{en apoyos} \end{aligned}$$

### • Armadura

- Vertical  
en el paramento interior

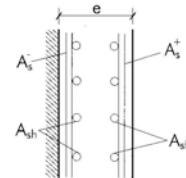
$$A_s^+ = \frac{M_d^+}{0,8ef_{yd}} \left[ \times 1000 \right]$$

$A_s$  [cm<sup>2</sup>/ml]

- en el paramento exterior

$$A_s^- = \frac{M_d^-}{0,8ef_{yd}} \left[ \times 1000 \right]$$

$A_s$  [cm<sup>2</sup>/ml]



- Horizontal

$$A_{sh} = 0,002e \left[ \times 100 \right]$$

$A_s$  [cm<sup>2</sup>/m altura muro]  
 $e$  [cm]

### • Armadura de cortante

Por la complejidad de ejecución se intentan proyectar los muros para que no necesiten armadura de cortante. Para ello se debe cumplir:

$$V_d < 0,5\sqrt{f_{cd}} 0,9e \left[ \times 10 \right] \quad \begin{aligned} f_{cd} & = f_{ck}/1,5 \quad [\text{kg/cm}^2] \\ e & \quad [\text{m}] \\ V_d & \quad [\text{T/m ancho}] \end{aligned}$$

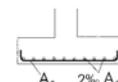
Si esto no se cumple, se necesitará armadura de cortante. Suele ser más rentable mejorar la calidad del hormigón o aumentar el espesor del muro. (\*\*)

### □ Armadura de la zapata

Se calcula como una zapata aislada (véase ficha HC.1). En la dirección del muro se dispone armadura inferior del 2%  $A_c$ ; siendo  $A_c = h \cdot a$

### □ Ejecución

Los muros de sótano se calculan apoyados en el forjado. Por tanto es muy importante no llenar el trasdós del muro hasta que no esté ejecutado el forjado.



## NOTAS

(\*) *Muro apoyado en coronación:* hay casos en los que el muro parece de sótano pero no lo es porque, por ejemplo, no tenga tierras por ambos lados.

(\*\*) *Esfuerzos de cálculo en el muro:* véase referencia 5 de la Bibliografía.

(\*\*\*) *Armadura de cortante:* si se utiliza para dimensionar la fórmula de la EHE, que depende de la cuantía de armadura a tracción, la forma más eficaz de mejorar el comportamiento a cortante es aumentar la cuantía de armadura de tracción sin aumentar el espesor.



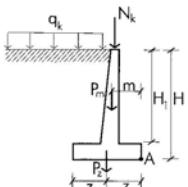
## HM.2 Muro de contención

Comprobación geométrica de un muro de contención o en ménsula y dimensionamiento de armaduras

### DATOS NECESARIOS

- Axil característico en coronación ( $N_k$ )
- Peso del muro ( $P_m$ )
- Peso de la zapata ( $P_z$ )
- Sobrecarga exterior ( $q_s$ )
- Dimensiones del muro ( $H_1, H, m, z$ )
- Tensión admisible del terreno ( $\sigma_{adm}$ )
- Peso específico y ángulo de rozamiento del terreno ( $\gamma, \varphi$ )  
Valores usuales:  $\gamma = 1,7$  a  $2 \text{ T/m}^3$ ;  $\varphi = 25^\circ$  a  $35^\circ$

Este cálculo es válido para muros drenados.

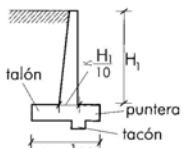


### DESARROLLO

El cálculo se realiza por metro lineal de muro

#### □ Geometría

- Espesor de un muro en el arranque  $\approx 1/10H_1$
- La anchura de la zapata ( $2z$ )  $\approx 1/3H_1$
- Disposición de la zapata  
Para contrarrestar el vuelco se aumenta el talón.  
Para disminuir la tensión media se aumenta la puntera.  
El tacón, bastante utilizado para evitar deslizamiento, es un elemento muy caro y poco efectivo.



#### □ Empuje del terreno

En este caso, el empuje horizontal del terreno sobre el muro será el correspondiente al "empuje activo".

$$K_o = \frac{1 - \operatorname{sen}\varphi}{1 + \operatorname{sen}\varphi} \quad \text{Coeficiente de empuje activo}$$

Para  $\varphi=30^\circ$ ;  $K_o=0,33$

$$E_1 = \frac{1}{2} K_o \gamma H H ; E_2 = K_o q H$$

$$E = E_1 + E_2 = K_o q H + \frac{1}{2} K_o \gamma H^2$$

En el frente de la zapata se desarrolla un empuje pasivo ( $E_p$ ) que no se recomienda considerar.

#### □ Comprobaciones

##### • Deslizamiento

Fuerzas desestabilizadoras: empuje del terreno  
Fuerzas estabilizadoras: rozamiento de cargas verticales

$$\frac{F_{estab}}{F_{desestab}} \geq 1,5 \quad \text{Coef. seguridad a deslizamiento}$$

$$\frac{2}{3} \operatorname{tg}\varphi (N_{k,perm} + P_m + P_z + P_t) \geq 1,5$$

$P_t = \gamma H_1 z m$  Peso de tierras en el talón  
 $N_{k,perm}$  Se considera sólo la parte permanente del axil

##### • Vuelco

Se toman momentos en A de las fuerzas estabilizadoras y desestabilizadoras.

$$\frac{M_{estab}}{M_{desest}} \geq 1,8 \quad \text{Coeficiente de seguridad al vuelco}$$

$$\frac{P_t + P_m m + P_z z + N_{k,perm} m}{E_1 \frac{H}{3} + E_2 \frac{H}{2}} \geq 1,8$$

##### • Tensión media

$$\frac{N_k + P_m + P_z + P_t}{2z} \leq \sigma_{adm} \times 10 \quad \begin{array}{l} \text{fuerzas [T]} \\ \sigma_{adm} [\text{kg/cm}^2] \\ z [\text{m}] \end{array}$$

#### □ Armadura del muro

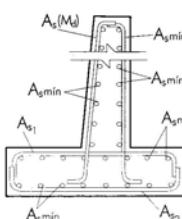
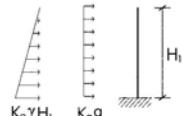
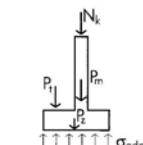
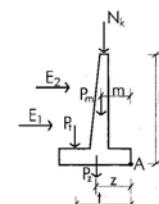
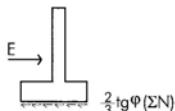
##### • Esfuerzos de cálculo

$$M_d = 1,6 \frac{1}{2} K_o H_1^2 \left( \frac{\gamma H_1}{3} + q \right) \quad \begin{array}{l} M_d [\text{mT}] \\ V_d [\text{T}] \\ H_1 [\text{m}] \\ q [\text{T/ml}] \end{array}$$

$$V_d = 1,6 K_o H_1 \left( \frac{\gamma H_1}{2} + q \right)$$

##### • Armadura

Se calculará el muro de tal forma que no necesite armadura de cortante (véase ficha HM.1). Se dispondrá la armadura como muestra la figura. Las armaduras  $A_{S1}$  y  $A_{S2}$  habrá que calcularlas.





## H HORMIGÓN

HP Pilares

HP Pilares

## HP PILARES

HP Pilares

HP Pilares

HP Pilares

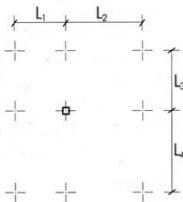
HP Pilares

# HP.1 Esfuerzos en pilares

Cálculo de esfuerzos en pilares de edificación. ¿Se puede hacer un número gordo?

## DATOS NECESARIOS

- Carga permanente ( $g$ )
- Sobrecarga ( $q$ )
- Número de plantas por encima del pilar considerado ( $n$ )
- Luces a pilares adyacentes ( $L_i$ )



## DESARROLLO

### Introducción

Los pilares están sometidos a flexocompresión ya que, al menos, tienen el momento flector debido a la excentricidad mínima.

$$\begin{aligned} e_{\min} &= 2 \text{ cm} && \text{en las últimas plantas} \\ e_{\min} &= 4 \text{ cm} && \text{en el resto de plantas} \end{aligned}$$

El cálculo de una sección a flexocompresión no es inmediato y, por tanto, cuando el momento sea grande, no se podrá hacer un número gordo.

Si  $M \leq N e_{\min}$ , entonces, se podrá calcular el pilar suponiendo que está sometido sólo a compresión.

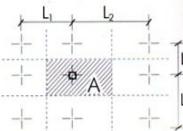
Esta condición no es una restricción importante ya que gran parte de los pilares de una edificación la suelen cumplir. Casi todos los pilares de las plantas inferiores y casi todos los pilares centrales de las plantas superiores tienen momentos pequeños en comparación con el axil.

### Esfuerzos de cálculo

#### Axil característico

$$N_k = (g + q)A_n$$

$$A = \text{área de influencia del pilar} = \left( \frac{L_1 + L_2}{2} \right) \left( \frac{L_3 + L_4}{2} \right)$$



#### Momento de cálculo

Es difícil calcular el momento en un pilar por métodos aproximados. La forma más apropiada de calcularlo es mediante cálculo matricial.

Una posible aproximación es:

$$M_d = 1,6 \frac{N_k L}{20} \quad (*) \quad \begin{array}{l} N_k \\ L \\ M_d \end{array} \quad \begin{array}{l} [T] \\ [m] \\ [mT] \end{array}$$

$N_k$ : axil correspondiente sólo a la planta de cálculo

#### Comparación de momentos

Caso a:  $M_d > 1,6N_k e_{\min}$

No se puede hacer el cálculo simplificado

Caso b:  $M_d \leq 1,6N_k e_{\min}$

Se puede hacer el cálculo simplificado

### Resumen

• Si  $M_d$  es grande (caso a), el pilar se debe calcular para una pareja de esfuerzos  $N$  y  $M$ . Este cálculo no se debe simplificar.

• Si  $M_d$  es pequeño (caso b), se puede realizar un cálculo simplificado como si el pilar tuviera sólo compresión con un valor de:

$$N_d = 1,2 \cdot 1,6N_k$$

Se incrementa un 20% el axil para tener en cuenta el momento.

El dimensionamiento para el caso de compresión se desarrolla en la ficha HP.2.

## NOTAS

(\*) Momento de cálculo: otra forma, algo más exacta, de calcular el momento en el pilar es:

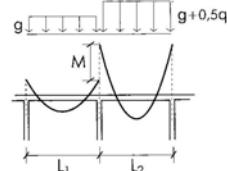
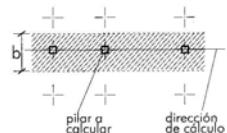
$$M_d = 1,6 \left[ \left( g + 0,5q \right) \frac{L_2^2}{14} - g \frac{L_1^2}{14} \right] b \quad \begin{array}{l} M_d \\ g, q \\ L_1, L_2 \end{array} \quad \begin{array}{l} [mT] \\ [T/m^2] \\ [m] \end{array}$$

$L_1$  Luz menor de las adyacentes

$L_2$  Luz mayor de las adyacentes

$b$  Ancho de influencia del pórtico (semidistancia a las crucias adyacentes)

$$b = \frac{L_3 + L_4}{2}$$



## HP.2 Pilares

### Dimensionamiento de un pilar a compresión

#### DATOS NECESARIOS

- Axil de cálculo ( $N_d$ ), obtenido de la ficha HP.1
- Altura del pilar ( $H$ )

#### DESARROLLO

##### ■ Armadura

El axil total ( $N_d$ ) debe ser resistido por el hormigón ( $N_c$ ) y el acero ( $N_s$ ).

##### • Capacidad resistente del hormigón ( $N_c$ )

Dado que usualmente, por razones arquitectónicas, se conoce la escuadra del pilar, se tiene que la capacidad del hormigón es:

$$N_c = 0,85 f_{cd} b h \left[ \times 10 \right]$$

$b, h$	[m]
$f_{cd}$	[kg/cm <sup>2</sup> ]
$N_d$	[T]

##### • Armadura ( $A_s$ )

El resto del axil, hasta el valor  $N_d$ , lo deberá resistir el acero.

$$A_s = \frac{N_d - N_c}{f_{yd}} \left[ \times 1000 \right]$$

$A_s$	[cm <sup>2</sup> ]
$N_d, N_c$	[T]
$f_{cd}$	[kg/cm <sup>2</sup> ]
$f_{yd}$	= $f_y/1,15$

##### • Armadura mínima

###### Mínima mecánica:

Siempre hay que disponer armadura que resista, al menos, el 10% del axil.

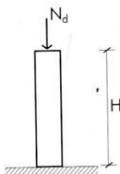
$$A_s > 10\% \frac{N_d}{f_{yd}} \left[ \times 1000 \right]$$

$A_s$	[cm <sup>2</sup> ]
$N_d, N_c$	[T]
$f_{cd}$	[kg/cm <sup>2</sup> ]
$f_{yd}$	= $f_y/1,15$

###### Mínima geométrica:

$$A_s > 4\% A_c$$

• No olvidar comprobar la armadura máxima.



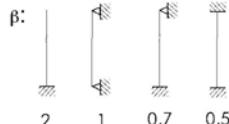
##### ■ Pandeo

- Si el soporte es esbelto, habrá que calcular el pandeo, que no es fácil de simplificar.
- Si no lo es, se desprecia el efecto del pandeo. Esto ocurre cuando:

Esllez mecanica:  $\lambda < 35$

$$\lambda = \frac{\beta H}{h} \sqrt{12}$$

$H$  Altura del pilar  
 $h$  Canto del pilar



Si no está seguro de las condiciones de apoyo, elija  $\beta=1$

##### ■ Disposición de armadura

Se recomienda disponer la misma armadura en las cuatro caras.

- Diámetro de la armadura longitudinal  $\phi_l \geq 1\text{mm}$

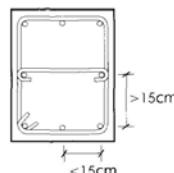
- Separación entre barras sin cerco u horquilla  $\leq 15\text{ cm}$

- Cercos ( $\phi_l, s_l$ ):  
Diámetro de la barra:

$$\phi_l \geq \frac{\phi_l}{4}$$

Separación de la barra:

$s_l = \text{mínimo}$  (dimensión mínima, 30 cm)





## H HORMIGÓN

• Estructuras de hormigón

• Bloques

• Placas

## HV VIGAS

• Estructuras de vigas

• Placas para vigas

• Placas

• Placas

• Placas

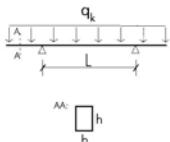
• Placas para vigas

# HV.1 Armadura longitudinal de una viga

Dimensionamiento de la armadura longitudinal de una viga continua y de una viga biapoyada

## DATOS NECESARIOS

- Luz de la viga ( $L$ )
- Carga característica en la viga ( $q_k$ )
  - Si no dispone del dato, se puede calcular:  
 $q[\text{T/m}] = \text{frecuencias}[\text{1/m}^2] \times \text{Semisuma de distancias a las vigas}[m]$
- Sección de la viga ( $b \times h$ )
  - Si no conoce el canto, tome:  
 $\frac{L}{20} \leq \frac{a}{24}$  para vigas continuas  
 $\frac{L}{15} \leq \frac{a}{20}$  para vigas biapoyadas



## DESARROLLO

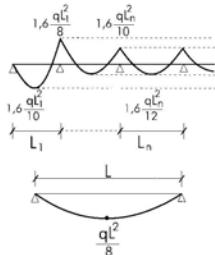
### □ Momento de cálculo ( $M_d$ )

#### • Viga continua

En el primer centro de vano y en el segundo pilar los momentos son mayores, por lo que conviene disminuir la primera luz para no encarecer la estructura. Estas leyes de momentos son válidas para cargas uniformes, no para cargas puntuales.

#### • Viga biapoyada

$$M_d = 1,6 \frac{qL^2}{8}$$



### □ Armadura ( $A_s$ )

$$A_s = \frac{M_d}{0,8f_{yd}} \left[ \times 1000 \right]$$

$M_d$	[ $\text{mT}$ ]
$f_{yd}$	[ $\text{kg/cm}^2$ ]
$a$	[ $\text{m}$ ]
$f_y$	= $f_y/1,15$ [ $\text{kg/cm}^2$ ]

No olvidar comprobar la armadura mínima.

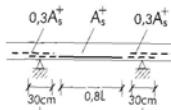
#### • Viga continua

La armadura se dispone en la cara a tracción (abajo en centro de vano y arriba en apoyos).

Si el momento flector es grande puede necesitar armadura de compresión, es decir, arriba en centro de vano y abajo en apoyos (véase ficha H.0).

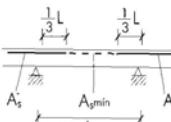


$A_s^+$  se dispone en el 80% de la luz y desde esta distancia hasta el apoyo debe llevarse, al menos, el 30% de  $A_s^+$  y solapar 30 cm con la armadura inferior del vano adyacente.



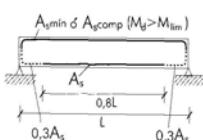
$A_s^-$  se dispone hasta 1/3 de la luz.

En el tercio central se dispondrá armadura mínima.



#### • Viga biapoyada

Se dispondrá la armadura tal y como se muestra en la figura.



HV

## HV.2 Estriplos de una viga

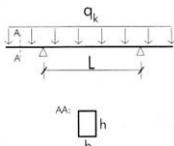
Cálculo de la armadura transversal de una viga continua o biapoyada con carga uniforme

### DATOS NECESARIOS

- Luz de la viga ( $L$ )
- Carga característica en la viga ( $q_k$ )
 

Si no dispone del dato, se puede calcular:  
 $q_k T/m = q_{\text{torjado}} T/m^2 \times \text{Semisuma de distancias a las vigas}[m]$
- Sección de la viga ( $b \times h$ )
 

Si no conoce el canto, tome:  
 $\frac{L}{20} \leq \frac{L}{24}$  vigas continuas;  $\frac{L}{15} \leq \frac{L}{20}$  vigas biapoyadas



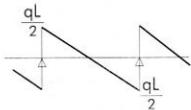
### DESARROLLO

#### □ Cortante de cálculo ( $V_d$ )

El cortante es máximo en los apoyos y mínimo, casi nulo, en el centro de vano, para carga uniforme.

$$V_d = 1,6 \frac{q_k L}{2}$$

$$\begin{aligned} V_d & [T] \\ q_k & [T/m] \\ L & [m] \end{aligned}$$



#### □ Cortante máximo (comprobación de bielas)

Existen casos en los que el cortante  $V_d$  es grande y la disposición de estribos no es suficiente. Esto ocurre cuando:

$$V_d > f_{cd} \frac{1}{3} b h [ \times 10 ]$$

$$\begin{aligned} b, h & [m] \\ f_{cd} & = f_{ck}/1,5 [\text{kg/cm}^2] \\ V_d & [T] \end{aligned}$$

En estos casos sólo hay tres posibles soluciones:

- aumentar el ancho de la viga
- aumentar el canto de la viga
- mejorar la resistencia del hormigón

#### □ Armadura ( $A_a$ )

Se compara  $V_d$  con el cortante que resiste la sección.

$$V_{cu} = 0,5 \sqrt{f_{cd} b d} [ \times 10 ]$$

$$\begin{aligned} V_{cu} & [T] \\ f_{cd} & = f_{ck}/1,5 [\text{kg/cm}^2] \\ b & [m] \\ d & h \text{-recubrimiento [m]} \end{aligned}$$

Si  $V_d < V_{cu}$  Se dispone armadura mínima

$$A_{a,\min} = 0,02 \frac{f_{cd}}{f_{yud}} b [ \times 1000 ]$$

Si  $V_d > V_{cu}$  Se dispone una armadura  $A_a$

$$A_a = \frac{V_d - V_{cu}}{0,8 h f_{yad}} [ \times 1000 ]$$

$$\begin{aligned} A_a & [\text{cm}^2/\text{ml}] \\ b, h & [m] \\ V_d, V_{cu} & [T] \end{aligned} \quad \begin{aligned} f_{yad} & = \min[f_{ydr}, 4000] [\text{kg/cm}^2] \\ f_{cdr}, f_{yd} & [\text{kg/cm}^2] \end{aligned}$$

#### □ Disposición de $A_a$

- Para disponer  $A_a$  habrá que tantear diferentes posibles soluciones entre la separación de cercos y el diámetro de las armaduras.

Supongamos, por ejemplo, que  $A_a=4,1 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

Se decide fijar primero la separación entre cercos ( $s=0,20 \text{ m}$ ). En 1,0 metro habrá 5 cercos y, por tanto,  $2 \times 5 = 10$  ramas verticales.

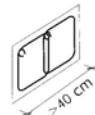
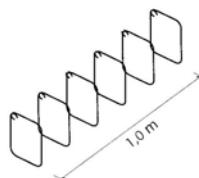
Si se disponen:

$$\begin{aligned} \phi 6 & 10 A_{\phi 6} = 10 \cdot 0,28 = 2,8 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ No vale} \\ \phi 8 & 10 A_{\phi 8} = 10 \cdot 0,5 = 5,0 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ Si vale} \end{aligned}$$

Por tanto se dispondrán  $\phi 8/0,20$

En lugar de empezar eligiendo la separación se puede empezar eligiendo el diámetro.

- La separación entre cercos no debe ser mayor de:
  - 30 cm
  - el canto de la viga
- Si la viga es ancha ( $> 40 \text{ cm}$ ) deben disponerse cercos enlazados.
- Se puede disminuir el n.º de estribos en centro de vano respetando siempre la armadura mínima.
- Cuando hay cargas puntuales es preciso estudiar el caso y no acudir a la solución de este número gordo.



## HV.3 Viga en voladizo

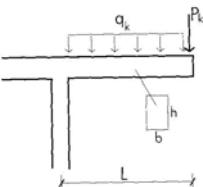
Dimensionamiento de la armadura longitudinal y estribos de una viga en voladizo

### DATOS NECESARIOS

- Luz de la viga ( $L$ )
- Cargas características ( $q_k, P_k$ )
 

En voladizos, además de la carga uniforme ( $q$ ) suele haber cargas puntuales en el extremo ( $P$ ) debidas a las barandillas, petos,...
- Sección del voladizo ( $b \times h$ )

Si no conoce el canto, tome  $h = \frac{L}{10}$



### DESARROLLO

#### □ Esfuerzos de cálculo

##### • Momento de cálculo ( $M_d$ )

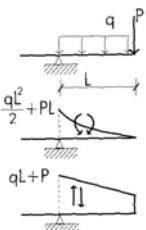
$$M_d = 1,6 \left( \frac{q_k L^2}{2} + P_k L \right)$$

$M_d$	[mT]
$q_k$	[T/m]
$L$	[m]
$P_k$	[T]

##### • Cortante de cálculo ( $V_d$ )

$$V_d = 1,6(q_k L + P_k)$$

$V_d$	[T]
$q_k$	[T/m]
$L$	[m]
$P_k$	[T]



#### □ Armadura longitudinal ( $A_s$ )

$$A_s = \frac{M_d}{0,8hf_{yd}} [x1000]$$

$A_s$	[cm <sup>2</sup> ]
$M_d$	[mT]
$h$	[m]
$f_{yd}$	[kg/cm <sup>2</sup> ]

#### □ Armadura transversal ( $A_\alpha$ )

Se compara  $V_d$  con el cortante que resiste la sección.

$$V_{cu} = 0,5\sqrt{f_{cd}bd} [x10]$$

$V_{cu}$	[T]
$f_{cd}$	= fck/1,5 [kg/cm <sup>2</sup> ]
$b$	[m]
$d$	h-recubrimiento [m]

Si  $V_d < V_{cu}$  Se dispone armadura mínima

$$A_{\alpha,min} = 0,02 \frac{f_{cd}}{f_{yud}} b [x1000]$$

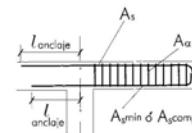
Si  $V_d > V_{cu}$  Se dispone una armadura  $A_\alpha$

$$A_\alpha = \frac{V_d - V_{cu}}{0,8hf_{yud}} [x1000]$$

$A_\alpha$	[cm <sup>2</sup> /m]
$b, h$	[m]
$V_d, V_{cu}$	[T]
$f_{yud}$	= min(f <sub>yd</sub> , 4000) [kg/cm <sup>2</sup> ]
$f_{yd}$	[kg/cm <sup>2</sup> ]

#### • Disposición de armadura

Tal y como se muestra en la figura.



## HV.4 Rasante

Explicación del fenómeno. Situaciones a comprobar. Aplicación al caso de junta entre hormigones

### DATOS NECESARIOS

- Carga sobre la viga ( $q$ )
- Luz de la viga ( $L$ )
- Canto total ( $H$ )
- Canto del recrcido ( $h$ )
- Ancho de la viga ( $b$ )

### DESARROLLO

#### □ Explicación del fenómeno

Cuando un elemento horizontal se obtiene por superposición de varios elementos parciales, para garantizar el trabajo común como sección completa, debe realizarse una unión conveniente de ambos elementos. El ejemplo típico de esto es el tablón de madera.

- Un tablón de madera aguanta "a".
- Dos tablones de madera aguantan "2a".
- Si el desplazamiento relativo  $\Delta$  de la solución anterior se evita mediante la unión de ambos tablones (con cola o clavos) se conseguirá una "sección mixta madera-madera" que aguanta "8a".

#### □ Cuándo se debe comprobar el rasante

- Refuerzo de una viga mediante platabandas metálicas o recrcidos de hormigón.
- Vigas mixtas metálica-hormigón.
- Unión ala-alma de vigas en T o doble T.

#### □ Caso de viga recrcida con hormigón

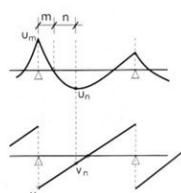
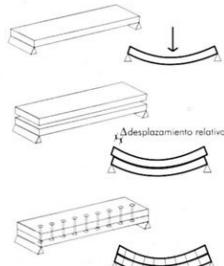
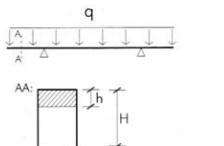
Se desarrolla el caso en el que la parte superior de la viga se hormigona *a posteriori*.

##### • Leyes de esfuerzos

Las leyes de flectores y cortantes con carga uniforme son las de la figura.

En la zona "m" el recrcido está en tracción.

En la zona "n" el recrcido está en compresión.



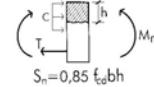
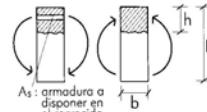
#### • Esfuerzo rasante ( $S$ ) en la superficie de contacto

$$S_m = A_s f_{yd} \times 1000$$

$A_s$  [cm<sup>2</sup>]  
 $S$  [T]

$$S_n = 0,85 f_{cd} b h \times 10 < \frac{M_n}{0,8H}$$

$f_{cd}$ ,  $f_{yd}$  [kg/cm<sup>2</sup>]  
 $b, h$  [m]  
 $M_n$  [mT]



#### • Tensión rasante

$$\tau_m = \frac{S_m}{mb}$$

$\tau$  [T/m<sup>2</sup>]

$$\tau_n = \frac{S_n}{nb}$$

#### • Armadura de cosido ( $A_{st}$ )

Hay que comparar los dos valores de  $\tau$  ( $\tau_m, \tau_n$ ) con la tensión resistente.

$$\tau_m \text{ y } \tau_n < \left( 0,2f_{cd} + 0,6 \frac{A_{st}}{b} f_{yud} \left[ \frac{1}{10000} \right] \right) \times 10$$

$$f_{cd} = f_{cd}/10 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

Área de armadura que corta la junta en un metro de longitud [cm<sup>2</sup>/m]

$$f_{yud} = \min(f_{yd}, 4000) \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

[m]

La tensión solicitante se resiste mediante rozamiento (función de la rugosidad) o mediante armadura pasante que cosa los dos hormigones.

#### • Armadura mínima

Si el rozamiento es mucho mayor que la tensión no hace falta disponer armadura de cosido.

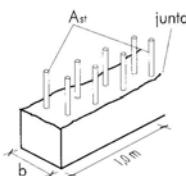
Si se pone armadura de cosido se debe poner, al menos, una armadura mínima.

$$A_{st,min} = \frac{0,38}{f_{yud}}$$

#### • Ejecución

La ejecución correcta del hormigonado posterior necesita seguir una serie de pasos:

- cepillar la superficie
- limpiar los restos de polvo de cemento
- regar con agua
- cuando se esté seco (superficie brillante) se hormigonará

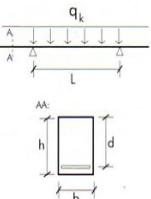


## HV.5 Flechas

Cálculo de la flecha total  
y activa en vigas de hormigón armado

### DATOS NECESARIOS

- Carga característica ( $q_k$ )  
 $q_k = \{\text{peso propio} + \text{carga muerta}\} + \text{sobrecarga} = cm + sc$
- Luz de la viga (L)
- Sección de la viga (bxh)
- Armadura (As)
  - La de centro de vano en el caso de viga continua o biapoyada
  - La de apoyo en caso de voladizo



### DESARROLLO

#### □ Cuando no es necesario calcular la flecha

Si la esbeltez ( $L/d$ ) cumple la siguiente condición, no es necesario calcular la flecha:

$< 8$  en voladizos

$L < 14$  en vigas biapoyadas

$d < 18$  en la primera luz de vigas continuas

$< 20$  en en luces intermedias de vigas continuas  
siendo d (canto útil) = h - recubrimiento

#### □ Flecha instantánea ( $f_{inst}$ )

v. biapoyada	luz extrema v. continua	luz intermedia v. continua	voladizo
$F = \frac{5ql^4}{384EI}$	$f = 0,5F$	$f = 0,2F$	$f = \frac{ql^4}{8EI}$

$q = q_k$

$E = 275000 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$  para hormigón H-25 (\*)

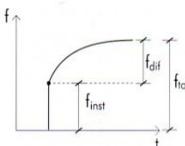
I Inercia equivalente. Es una fracción de la inercia bruta. (\*\*)

$$I = 0,4 \left( \frac{1}{12} bh^3 \right) \quad \text{Como aproximación, puede tomarse un 40% de la inercia bruta.}$$

#### □ Flecha diferida ( $f_{dif}$ )

El hormigón fluye con el tiempo y la flecha aumenta

$$f_{dif} = 1,5 f_{inst}$$



#### □ Flecha total ( $f_{tot}$ )

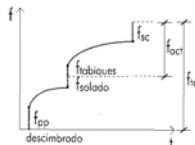
$$f_{tot} = f_{inst} + f_{dif} = 2,5 f_{inst}$$

#### □ Flecha activa ( $f_{act}$ )

Se llama flecha activa a la que se produce desde el momento en que se colocan los tabiques.

Dada la incertidumbre del tiempo que transcurrirá entre el descimbroado y la colocación del salado y los tabiques y su orden de colocación, se puede suponer que:

$$f_{act} = f_{tot} - f_{pp} \quad f_{pp} \text{ flecha instantánea de peso propio}$$



#### □ Limitaciones a las flechas

$$f_{tot} \leq \frac{L}{250}; \quad f_{act} \leq \frac{L}{400}$$

En luces típicas de edificios (< 7m) es aconsejable que  $f_{act} < 1 \text{ cm}$ .

HV

### NOTAS

(\*) Módulo E:

$$E = 85000 \sqrt{f_{ck} + 8} \quad \begin{matrix} E & [\text{kg/cm}^2] \\ f_{ck} & [\text{N/mm}^2] \end{matrix}$$

(\*\*) Inercia equivalente (I): para un cálculo más aproximado hay que conocer:

$\rho$ : cuantía de armadura de tracción

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \times 100 [\%] \quad \text{siendo } A_s;$$

$M_f$ : momento de fisuración

$$M_f = \frac{f_{ck}}{10} \frac{bh^3}{\delta} [x10] \quad \begin{matrix} f_{ck} & [\text{kg/cm}^2] \\ b, h & [\text{m}] \\ \delta & [\text{mT}] \end{matrix}$$

$M_a$ : momento actuante

$$\frac{ql^2}{8}, \frac{ql^2}{12}, \frac{ql^2}{18}, \frac{ql^2}{2}$$



La inercia equivalente es una fracción de la bruta:

$$I = K I_b = K \frac{1}{12} bh^3$$

	$\rho < 1\%$	$1\% < \rho < 2\%$	$\rho > 2\%$
$M_o < M_f$	1	1	1
$M_i < M_o < 2M_f$	0,4	0,6	0,8
$M_o > 2M_f$	0,2	0,4	0,7



## **H HORMIGÓN**

**HC** CIMENTACIONES

**HM** MUROS

**HP** PILARES

**HV** VIGAS

## **HL LOSAS**

**HE** ESCALERAS

## **A ACERO**

## **M MADERA**

## **V VARIOS**

## **E EJECUCIÓN**

## **G GEOTECNIA**

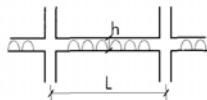
# HL.1 Losas. Armadura longitudinal

Dimensionamiento de la armadura longitudinal de una losa maciza o de un forjado reticular

## DATOS NECESARIOS

- Carga superficial característica de la losa ( $q_k$ )
- Canto ( $h$ )
 

Si no conoce el canto, para cargas normales de vivienda o aparcamiento tome  $h = L/20$  a  $L/25$
- Geometría de la planta (Luces  $L_i$ )

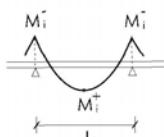
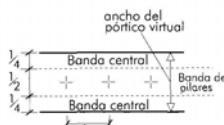
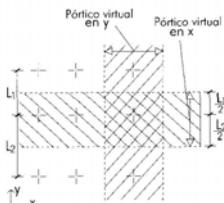


## DESARROLLO

### Definición de pórtico

Para analizar la flexión en la losa se utiliza el método de los pórticos virtuales. Se toman dos direcciones perpendiculares  $x$  e  $y$ .

El pórtico virtual se divide en dos bandas:



### Momentos de cálculo

#### Momento total

$$\text{Positivos} \quad M_d^+ = 1,6 \frac{q_k \text{ancho} \cdot \text{luz}^2}{16}$$

$$\text{Negativos} \quad M_d^- = 1,6 \frac{q_k \text{ancho} \cdot \text{luz}^2}{10}$$

donde:

$q_k$ : carga total por metro cuadrado  
ancho: ancho del pórtico  
luz: luz del vano considerado

#### Reparto en bandas

Estos momentos ( $M^+$  y  $M^-$ ) son en todo el ancho del pórtico y habrá que repartirlos en banda de pilares y banda central. La banda de pilares siempre coge mucho más momento que la banda central.

Del momento total, el 80% se va a la banda de pilares y el 30% a la central (suman más de 100% por seguridad) (\*)

#### Losa maciza. Momento de cálculo por metro lineal

$$\text{En banda de pilares} \quad M_d^- = 1,6 \frac{q_k a l^2}{10} 0,8 \frac{1}{a/2}$$

$$M_d^+ = 1,6 \frac{q_k a l^2}{16} 0,8 \frac{1}{a/2}$$

$$\text{En banda central} \quad M_d^- = 1,6 \frac{q_k a l^2}{10} 0,15 \frac{1}{a/4}$$

$$M_d^+ = 1,6 \frac{q_k a l^2}{16} 0,15 \frac{1}{a/4}$$

#### Reticular. Momento de cálculo por nervio

Momento por nervio = Momento por metro lineal x interje

Momento por metro lineal: el mismo que el de losa maciza  
Interje: distancia entre nervios. Usualmente entre 0,80 y 0,85 m.

### Armadura ( $A_s$ )

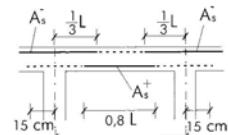
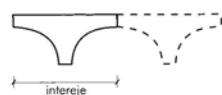
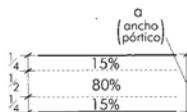
$$A_s = \frac{M_d}{0,8 h f_y d} [\times 1000] \quad h \text{ [m]} \quad f_y d \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

En losa maciza  $M_d$  [mT/ml]  $A_s$  [cm<sup>2</sup>/ml]

En reticular  $M_d$  [mT/nervio]  $A_s$  [cm<sup>2</sup>/nervio]

Se calculará  $A_s$  para banda central y para banda de pilares.

Esta armadura es la de una dirección. Hay que repetir el proceso con la otra dirección.



## NOTAS

(\*) Reparto del momento: para conocer los valores exactos de los momentos y su reparto, véase la EHE.

## HL.2 Cortante en reticular

Dimensionamiento de la armadura de cortante de los nervios de un reticular en la zona cercana a un ábaco

### DATOS NECESARIOS

- Carga total superficial característica del forjado ( $q_k$ )
- Canto ( $h$ )
- Geometría de la planta (Luces  $L_i$ )
- Dimensiones del ábaco ( $a_1, a_2$ )  
Las dimensiones usuales son de 1/5 de la luz

### DESARROLLO

#### Ábaco

Es la zona macizada alrededor del pilar en la que no se disponen casetones por necesitarse toda la sección para resistir el cortante y el punzonamiento.

#### Cortante de cálculo ( $V_d$ )

Se calcula el cortante en la unión nervio-ábaco. Se hace la suposición de distribución plástica que significa que, en todo el contorno del ábaco, todos los nervios tienen el mismo cortante. Esto es cierto siempre que la diferencia de luces adyacentes no sea excesiva.

Cortante total:

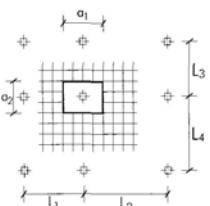
$$V_{d,\text{total}} = 1,6q \left[ \left( \frac{(L_1 + L_2)(L_3 + L_4)}{4} \right) - a_1 a_2 \right]$$

$V_d$  [T]  
 $q$  [T/m<sup>2</sup>]  
 $L_i, a_i$  [m]

Cortante por nervio:

$$V_d = \frac{V_{d,\text{total}}}{n^{\circ} \text{nervios}}$$

Ejemplo de la figura: n° nervios = 18



#### Sección resistente

El esfuerzo cortante es resistido por una sección transversal como la de la figura.

El área resistente es sólo el área rayada.

#### Armadura ( $A_\alpha$ )

Se debe comparar  $V_d$  con el valor del cortante que resiste la sección ( $V_{cu}$ ).

$$V_{cu} = 0,5 \sqrt{f_{cd} b d} \times 10$$

$V_{cu}$	[T]
$f_{cd}$	= $f_y / 1,5$ [kg/cm <sup>2</sup> ]
$b, d$	[m]
$d$	$d = h - \text{recubrimiento}$

Si  $V_d < V_{cu}$ . No hace falta disponer cercos en los nervios

Si  $V_d > V_{cu}$ . Se dispone la siguiente armadura de cercos

$$A_\alpha = \frac{V_d - V_{cu}}{0,8 f_{yud}} \times 1000$$

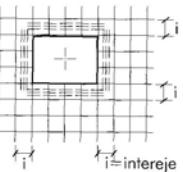
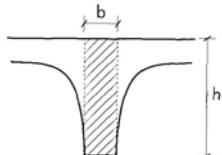
$A_\alpha$	[cm <sup>2</sup> /ml]
$f_{yud}$	min[4000, $f_y$ ] [kg/cm <sup>2</sup> ]
$h$	[m]
$V_d, V_{cu}$	[T]

#### Disposición de $A_\alpha$

Hay que disponer los cm<sup>2</sup>/ml obtenidos en el primer casetón de cada nervio, como se indica en la figura, es decir, en una longitud igual al interje.

El proceso para calcular el número de cercos es elegir el diámetro ( $\phi$ ) y aplicar:

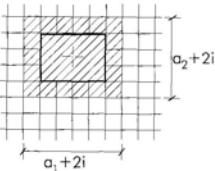
$$n^{\circ} \text{ cercos} = \frac{A_\alpha i}{2 A_\phi} \quad \begin{matrix} A_\phi & \text{Área de un diámetro } \phi \\ 2 & \text{Ramas verticales por cerco} \end{matrix}$$



$$V_{d,\text{total}} = 1,6q \left[ \left( \frac{(L_1 + L_2)}{2} \right) \left( \frac{(L_3 + L_4)}{2} \right) - (a_1 + 2i)(a_2 + 2i) \right]$$

Habrá que comprobar si en la segunda fila de casetones sigue haciendo falta disponer armadura transversal. Para ello se sigue el mismo proceso suponiendo que el ábaco es mayor (ábaco+primera fila de casetones).

En este nuevo cálculo el cortante disminuye y aumenta el número de nervios que resisten. En el ejemplo, los nervios que llegan a este "ábaco" son 26.

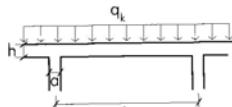


## HL.3 Punzonamiento

Comprobación a punzonamiento de un pilar central que soporta una losa maciza o un forjado reticular

### DATOS NECESARIOS

- Carga total característica de la losa o forjado ( $q_k$ )
- Canto de la losa o forjado ( $h$ )
- Geometría de la planta (Luces  $L_i$ )
- Escuadria del pilar ( $a \times b$ )



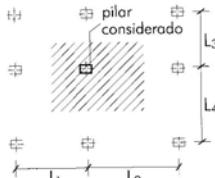
### DESARROLLO

El punzonamiento se comprueba en elementos superficiales (losas o ábacos de forjados reticulares) sobre apoyos aislados (pilares).

#### Efuerzo de punzonamiento ( $V_d$ )

$$V_d = 1,6q_kA$$

$$A = \text{Área de influencia del pilar} = \left(\frac{L_1+L_2}{2}\right)\left(\frac{L_3+L_4}{2}\right)$$

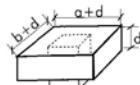


#### Superficie crítica de punzonamiento

Es una superficie concéntrica a la utilizada para comprobar el cortante máximo, a una distancia  $d/2$ .

$$\text{Superficie crítica} = 2d(a+b+2d)$$

$$d = h - \text{recubrimiento}$$

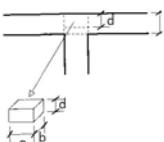


#### Punzonamiento máximo

La resistencia de las bielas se comprueba en la superficie crítica de punzonamiento.

$$V_d < 1,5\sqrt{f_{cd}}2d(a+b+2d) \times 10$$

$V_d$	[T]
$V_d$	[T]
$f_{cd}$	= $f_{ck}/1,5$ [kg/cm <sup>2</sup> ]
$a, b, d$	[m]



Si esto no se cumple habrá que:

- aumentar la escuadria del pilar (lo más barato)
- aumentar el canto de la losa (lo más efectivo)
- mejorar la resistencia del hormigón ( $f_{ck}$ )

#### Armadura ( $A_\alpha$ )

El esfuerzo de punzonamiento debe resistirse con el hormigón  $V_{cu}$  y, si no es suficiente, con armadura.

Se debe comparar  $V_d$  con el valor de la resistencia de la superficie crítica.

$$V_{cu} = \sqrt{f_{cd}}2d(a+b+2d) \times 10$$

$V_{cu}$	[T]
$f_{cd}$	[kg/cm <sup>2</sup> ]
$a, b, d$	[m]

Si  $V_d < V_{cu}$  No se necesita armadura de punzonamiento

Si  $V_d > V_{cu}$  Se dispone la siguiente armadura:

$$A_\alpha = \frac{V_d - 0,5V_{cu}}{0,8f_{yud}} \times 1000$$

$A_\alpha$	[cm <sup>2</sup> /ml]
$f_{yud}$	mín(4000, f <sub>y</sub> ) [kg/cm <sup>2</sup> ]
$h$	[m]
$V_d, V_{cu}$	[T]

#### Disposición de $A_\alpha$

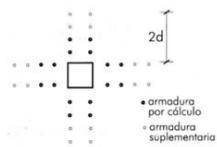
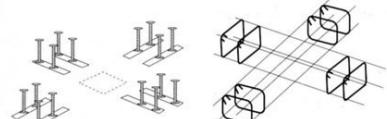
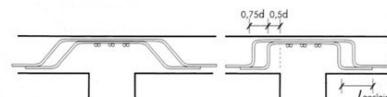
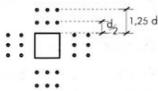
Este área de armadura se dispone alrededor del pilar y dentro de la superficie crítica.

$$\text{Armadura a disponer} = A_\alpha d \quad \begin{matrix} A_\alpha & [\text{cm}^2/\text{ml}] \\ d & [\text{m}] \end{matrix}$$

Formas de disponer armadura:

Se recomienda disponer, además de la armadura calculada, otra tanta alejada "d" del pilar.

Con esta medida se refuerza la seguridad frente a un punzonamiento, que tiene rotura frágil y, además, se evita la comprobación en una segunda superficie crítica que es preceptiva.



**H** HORMIGÓN



**HE ESCALERAS**

**HE CEMENTOS**

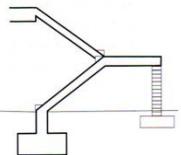
**HE PIEDRA**

## HE.1 Escalera de dos tramos

Dimensionamiento del tiro de una escalera de dos tramos que nace de zapata o forjado y su meseta apoya en muro

### DATOS NECESARIOS

- Luz (L)
- Carga total característica de la escalera ( $q_k$ )
  - $q_k = \text{peso propio} + 200 \text{ kg/m}^2 \text{ de solado y peldañoado} + 400 \text{ kg/m}^2 \text{ de sobrecarga de uso}$

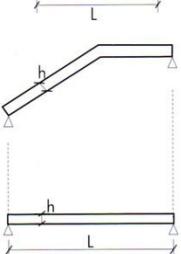


### DESARROLLO

La escalera se calcula como si fuese horizontal y luego se dispone alguna precaución en el cambio de pendiente.

#### Huella y contrahuella

- huella = 27 a 30 cm
- contrahuella = 16 a 19 cm
- huella + 2 contrahuellas = 64 cm



#### Canto (h)

Aunque por motivos resistentes podría utilizarse un canto menor, por motivos de vibración se recomienda:

$L \text{ [m]}$	$h \text{ [m]}$
$h > \frac{L}{20}$	
2,0	0,12
3,0	0,15
4,0	0,20
5,0	0,25
6,0	0,30

Canto mínimo = 18 cm.

#### Armadura

##### • Momento de cálculo ( $M_d$ )

$$M_d = 1,6 \frac{q_k L^2}{8} \left[ \times \frac{1}{1000} \right]$$

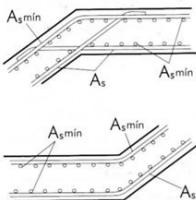
$q_k \quad [\text{kg/m}^2]$   
 $L \quad [\text{m}]$   
 $M_d \quad [\text{mT/m de ancho}]$

#### • Armadura ( $A_s$ )

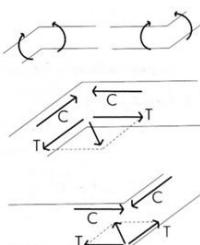
$$A_s = \frac{M_d}{0,8h f_{y,d}} \left[ \times 1000 \right]$$

$A_s \quad [\text{cm}^2/\text{m de ancho}]$   
 $M_d \quad [\text{mT/m de ancho}]$   
 $h \quad [\text{m}]$   
 $f_{y,d} = f_y / 1,15 \quad [\text{kg/cm}^2]$

- Se dispondrá en el paramento inferior en la dirección de la escalera
- No olvidar comprobar armadura mínima
- La armadura mínima recomendada es  $\phi 10/0,20$
- En el cambio de pendiente se dispondrá la armadura tal y como se muestra en la figura (\*)



En los nudos que se cierran, en cambio, la armadura de tracción tiene una componente hacia el interior de la estructura.

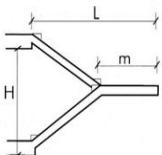


## HE.2 Escalera volada

Dimensionamiento de una escalera sin apoyo en meseta

### DATOS NECESARIOS

- Luz (L)
- Altura de la escalera (H)
- Ancho de los tramos de la escalera (b)
- Carga total característica de la escalera ( $q_k$ )
  - peso propio +  
+200 kg/m<sup>2</sup> de solado y peldañeados  
+400 kg/m<sup>2</sup> de sobrecarga de uso
- Ancho de la meseta (m)



### DESARROLLO

La forma de trabajo de esta escalera es similar a la de un cartel de una fachada.

En el caso de la escalera, la tracción y la compresión están en distinto plano vertical por lo que habrá que trasladar por la meseta la torsión que esto genera.

Además, cada tramo (o tiro) tiene flexión local, así como la meseta.

#### Esfuerzos de cálculo

Carga total de escalera

$$Q = 2Lbq_k \times 10 \quad Q, [T]$$

$$L, b \quad [m]$$

$$q_k \quad [kg/m^2]$$

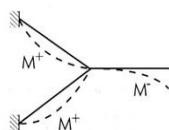
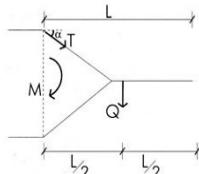
El momento de la figura es:

$$M = Q \frac{L}{2}$$

La tracción del tramo superior es igual a la compresión del tramo inferior:

$$T_d = C_d = 1,6 \frac{QL}{2h \cos \alpha} \quad T_d, Q \quad [T]$$

$$L, h \quad [m]$$



El momento flector local en ambos tramos es:

$$M_d^+ = 1,6 \frac{q_k(L-m)^2}{8}$$

El momento flector en la meseta es:

$$M_d^- = 1,6 \frac{q_k m^2}{2}$$

#### Armadura

La armadura de la escalera será la combinación de las armaduras de flexión y de tracción, tal y como se muestra en la figura, calculando sus valores de la siguiente forma:

##### Armadura de tracción:

$$A_{st} = \frac{T_d}{2000 b} \frac{1}{T_d} \times 1000 \quad A_s \quad [cm^2/m \text{ de ancho}]$$

$$b \quad [m] \quad T_d \quad [T]$$

##### Armadura de flexión

$$A_s^+ = \frac{M_d^+}{0,8hf_{yd}} \times 1000 \quad \text{armadura en el paramento superior}$$

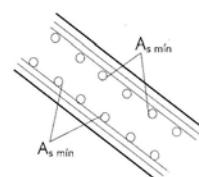
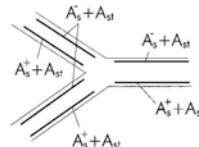
$$A_s^- = \frac{M_d^-}{0,8hf_{yd}} \times 1000 \quad \text{armadura en el paramento inferior}$$

$$A_s \quad [cm^2/m \text{ de ancho}]$$

$$M_d \quad [mT/m \text{ de ancho}]$$

$$h \quad [m]$$

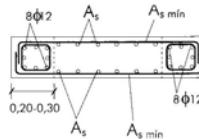
$$f_{yd} = f_{yk}/1,15 \quad [kg/cm^2]$$



Esta armadura calculada es la dispuesta en ambas caras en la dirección de la escalera y en toda ella. En la dirección transversal se dispondrá armadura mínima, no menor de  $\phi 10/0,20$ .

#### Zuncho de meseta

Debido al esfuerzo torsor de la meseta, es conveniente disponer un zuncho perimetral tal y como indica la figura.





## A ACERO

Aluminio

Acero

Aluminio

Acero

## A.1 Perfiles laminados

Tabla de las características geométricas más usadas de los perfiles laminados

### DATOS NECESARIOS

- Perfil en estudio

### DESARROLLO

La construcción metálica actual se basa en el empleo masivo de perfiles laminados cuyas dimensiones y características geométricas vienen dadas. En Europa son habituales los perfiles IPE y HEB.

Los IPE son muy eficaces en elementos tipo viga cuyo trabajo predominante es de flexión, mientras que los HEB son muy adecuados para soportes comprimidos.

- Nombre del perfil:  
indica su canto en milímetros  
(p.e. IPE 100 tiene un canto de 100 mm)
- Ancho :  
IPE la mitad del canto  
HEB ancho = canto, hasta HEB 300  
ancho = 300 mm desde HEB 320 en adelante
- Espesor del alma:  
IPE 2 - 4 mm por cada 100 mm de canto  
HEB 3 - 6 mm por cada 100 mm de canto  
(Perfiles más grandes tienen menor espesor por unidad de canto)
- Área:  
IPE 120 - 240 mm<sup>2</sup> por cada 100 mm de canto  
HEB 300 - 450 mm<sup>2</sup> por cada 100 mm de canto  
(Perfiles más grandes tienen más sección por unidad de canto)

En la tabla adjunta se muestran las características geométricas más usadas de los perfiles laminados.

Perfil	h (mm)	b (mm)	e (mm)	Área (cm <sup>2</sup> )	W <sub>x</sub> (cm <sup>3</sup> )
HEB 100	100	100	6	28	90
HEB 120	120	120	6,5	34	144
HEB 140	140	140	7	43	216
HEB 160	160	160	8	54,3	311
HEB 180	180	180	8,5	65,3	426
HEB 200	200	200	9	78,1	570
HEB 220	220	220	9,5	91	736
HEB 240	240	240	10	106	938
HEB 260	260	260	10	118,4	1150
HEB 280	280	280	10,5	131,4	1380
HEB 300	300	300	11	149,1	1680
HEB 320	320	300	11,5	161,3	1930
HEB 340	340	300	12	170,9	2160
HEB 360	360	300	12,5	180,6	2400
HEB 400	400	300	13,5	197,8	2880
HEB 450	450	300	14	218	3550
HEB 500	500	300	14,5	238,6	4290
HEB 550	550	300	15	254,1	4970
HEB 600	600	300	15,5	270	5700
→ IPE 80	80	46	3,8	7,64	20
IPE 100	100	55	4,1	10,3	34,2
IPE 120	120	64	4,4	13,2	53
IPE 140	140	73	4,7	16,4	77,3
IPE 160	160	82	5	20,1	109
IPE 180	180	91	5,3	23,9	146
IPE 200	200	100	5,6	28,5	194
IPE 220	220	110	5,9	33,4	252
IPE 240	240	120	6,2	39,1	324
IPE 270	270	135	6,6	45,9	429
IPE 300	300	150	7,1	53,8	557
IPE 330	330	160	7,5	62,6	713
IPE 360	360	170	8	72,7	904
IPE 400	400	180	8,6	84,5	1160
→ IPE 450	450	190	9,4	98,8	1500
IPE 500	500	200	10,2	116	1930
IPE 550	550	210	11,1	134	2440
IPE 600	600	220	12	156	3070



IPE



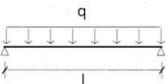
HEB

## A.2 Vigas de un vano

Cálculo del módulo resistente  
y la inercia necesaria en vigas de un vano

### DATOS NECESARIOS

- Carga sobre la viga ( $q$ )
- Luz de la viga ( $L$ )
- Condiciones de apoyo



### DESARROLLO

#### Caso de viga isostática y carga uniforme

##### • Momento de cálculo ( $M_d$ )

$$M_d = \gamma_i q \frac{L^2}{8}$$

$M_d$  [mT]       $q$  [T/m]  
 $L$  [m]             $\gamma_i = 1,5$  (\*)

##### • Módulo resistente ( $W$ )

Es una característica de la sección

$$W = \frac{l}{y} \quad l = \text{inercia}$$

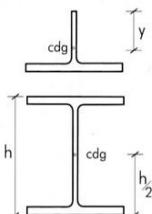
$y$  = distancia al centro de gravedad de la fibra  
 $y$  más alejada

Para que la sección resista se debe cumplir que:

$$W \geq \frac{M_d}{\sigma_e}$$

$$W_{\text{nec}} = \frac{M_d}{\sigma_e} \left[ \times 10^5 \right]$$

$W$  [cm<sup>3</sup>]       $M_d$  [mT]  
 $\sigma_e = 2600(\text{A42})$  ó  
 $3600(\text{A52})$   
 $[\text{kg/cm}^2]$



#### • Inercia necesaria ( $I_{\text{nec}}$ )

Para que el elemento cumpla la condición de flecha  
debe tener una inercia tal que:

$$I_{\text{nec}} = \frac{5ql^4}{384E\psi} \left[ \times 10^7 \right]$$

$q$  [T/m]  
 $L$  [m]  
 $E = 2.10^5$  [kg/cm<sup>2</sup>]  
 $I$  [cm<sup>4</sup>]

$\psi$  relación luz/flecha con la que se quiere proyectar la  
viga

$\psi=250$  para vigas o viguetas de cubierta

$\psi=300$  para vigas de hasta 5 m de luz

$\psi=400$  para vigas de más de 5 m de luz

$\psi=500$  para vigas que soportan muros de fábrica

#### Otros casos

Muy frecuentemente aparecen otras condiciones de  
carga y apoyo cuyos resultados se pueden deducir fácil-  
mente del caso de viga isostática y carga uniforme.

La flecha se deduce de la siguiente forma:

- por cada empotramiento se multiplica por 0,5
- por actuar una carga triangular se multiplica por 0,5
- Los momentos flectores con carga triangular son la  
mitad que con carga uniforme.

En resumen, conociendo  $M_1$ ,  $f_1$ ,  $M_2$  y  $M_3$  se pueden  
estimar los momentos y flechas en la mayoría de los  
casos prácticos.

A

	$q$		$q$	
	Momento	Flecha	Momento	Flecha
	$M_1^* = \frac{ql^2}{8}$	$f_1 = \frac{5ql^4}{384EI}$	$0,5M_1$	$0,5f_1$
	$M_2 = \frac{ql^2}{8}$	$0,5f_1$	$0,5M_2$	$0,5 \cdot 0,5f_1$
	$M_3 = \frac{ql^2}{12}$	$0,5 \cdot 0,5f_1$	$0,5M_3$	$0,5 \cdot 0,5 \cdot 0,5f_1$

### NOTAS

(\*) Coeficiente de mayoración de acciones: el coeficiente  $\gamma_i$  en  
metálicas es menor que en hormigón. Es distinto para cargas  
permanentes (1,33) que para sobrecargas (1,5). Por tratarse  
de un libro de números gordos y estar del lado de la seguri-  
dad, se toma 1,5.

## A.3 Cerchas

Dimensionamiento de cordones superior e inferior, montantes y diagonales de una cercha biapoyada

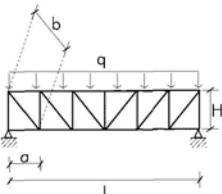
### DATOS NECESARIOS

- Carga por metro lineal ( $q$ )
- Definición geométrica de la cercha ( $L$ ,  $H$ ,  $a$  y  $b$ )

### DESARROLLO

#### Canto (H)

$$H = \frac{L}{15} a \frac{L}{20}$$



#### Esfuerzos en elementos

##### • Cordón superior e inferior

El momento máximo de cada cercha está en la sección central y vale:

$$M = \frac{qL^2}{8}$$

Ha de ser resistido mediante una tracción y una compresión de los cordones. Tomando momentos en el cordón superior:

$$M = TH$$

$$T = \frac{qL^2}{8H}$$

Por equilibrio:  $T = C$

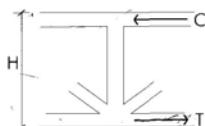
Por tanto, los esfuerzos de cálculo son:

$$T_d = 1,5 \frac{qL^2}{8H}$$

$$C_d = 1,5 \frac{qL^2}{8H}$$

Tracción en el cordón inferior

Compresión en el cordón superior



#### • Montante extremo

El montante más solicitado es el extremo y el esfuerzo es igual a la reacción en el apoyo.

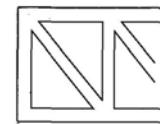
$$Q_d = 1,5 \frac{qL}{2}$$

#### • Diagonal extrema

Aplicando equilibrio en el nudo superior izquierdo:

$$D = \frac{Q}{\cos \alpha} \quad \cos \alpha = \frac{H}{b} \quad D = \frac{Qb}{H}$$

$$D_d = 1,5 \frac{qL}{2} \frac{b}{H}$$



Tracción o compresión (según su inclinación) en la diagonal extrema

#### □ Dimensionamiento del perfil

$$\text{Elementos a tracción: } A \geq \frac{T_d}{\sigma_e} [ \times 1000 ]$$

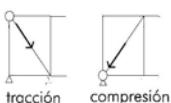
$$\text{Elementos a compresión: } A \geq \frac{C_d}{\sigma_e} [ \times 1000 ]$$

$A$  = área del perfil [ $\text{cm}^2$ ]

$$T_d = C_d [T]$$

$$\sigma_e = 2600 \text{ (A42)} \text{ ó } 3600 \text{ (A52)} [\text{kg/cm}^2]$$

$\omega$  = coeficiente de pandeo (véase ficha A.5)



A

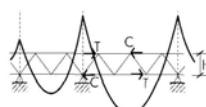
### NOTAS

En otros casos de cerchas, ya sean continuas o con otras disposiciones de montantes y diagonales, los esfuerzos en los cordones superior e inferior siempre se calculan del mismo modo:

$$C = T = \frac{M}{H}$$

Los esfuerzos en montantes y diagonales se calculan planteando el equilibrio de nudos, que se habrán de elegir con astucia para poder resolver el sistema. Se prestará especial atención para discernir si son de tracción o de compresión.

Los esfuerzos máximos se encuentran siempre en los nudos cercanos a apoyos.



## A.4 Chapas de continuidad

Dimensionamiento de las chapas de continuidad para perfiles metálicos

### DATOS NECESARIOS

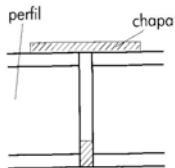
- Perfil metálico

### DESARROLLO

Una chapa de continuidad se dispone para restituir la capacidad resistente de un perfil que necesita ser cortado por razones constructivas.

En el caso de la figura, la capacidad a flexión del perfil se mantendrá por dos motivos:

- la compresión, por contacto entre perfiles debidamente soldados.
- la tracción, a través de la chapa de continuidad.



En el perfil original la mayor parte de las tracciones van por el ala. Bastará con que la chapa tenga un área un algo superior (1,2 a 1,5 veces) al área del ala superior del perfil original.

#### □ Ancho y espesor de la chapa (b, e)

##### • Ancho (b):

El ancho será un poco menor que el ancho del ala para poder soldar.

Sabiendo que:

espesor de soldadura=0,7 espesor mínimo a unir

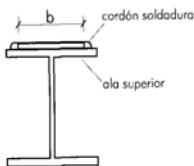
##### • Espesor (e):

Una vez estimado b, el espesor se obtiene:

$$be = [1,2 \text{ a } 1,5] \text{ Área del ala superior}$$

Los espesores comerciales son:

12 15 18 20 25 30 35 40 [mm]



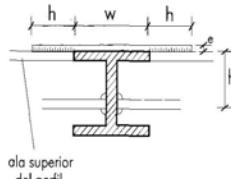
#### □ Longitud de la chapa (L)

$$L = h + w + h$$

siendo  $h$ = canto del perfil a unir

$w$  = ancho del ala del perfil que interseca

Las chapas así obtenidas están del lado de la seguridad, aunque se pueden obtener ahorros de material en los perfiles más grandes o cuando el dimensionamiento de los mismos se realice por criterios de flechas.



## A.5 Pilares metálicos

Comprobación de pilares  
metálicos sometidos a compresión centrada

### DATOS NECESARIOS

- Axil característico ( $N_d$ )
- Altura del pilar ( $L$ )
- Perfil metálico

### DESARROLLO

Se trata de comprobar que  $N_u < N_d$

Axil de agotamiento ( $N_u$ )

$$N_u = \frac{\sigma_e A}{\omega} \left[ \frac{1}{1000} \right]$$

$\sigma_e$  [T]       $A$  [kg/cm<sup>2</sup>]  
 $\omega$  [cm<sup>2</sup>]

siendo:

A: área del perfil

$\omega$ : coeficiente de pandeo

$\sigma_e$  2600(A42) ó 3600 (A52)

Si el pilar no padease, el axil último sería  $\sigma_e A$ .

Al existir pandeo, habrá que minorarlo dividiendo por el coeficiente de pandeo  $\omega > 1$

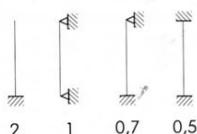
Coeficiente de pandeo ( $\omega$ )

Se obtiene a partir de la esbeltez ( $\lambda$ )

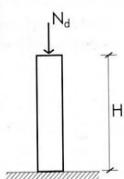
$$\lambda = \frac{\beta L}{i}$$

L: altura del pilar  
i: radio de giro del perfil  
 $\beta$ : coeficiente

$\beta$ :



Si no tiene claras las condiciones de apoyo, tome  $\beta=2$



Los valores A e i se pueden estimar con gran aproximación en función de los cm de canto del perfil:

Perfil	A (cm <sup>2</sup> /cm)	i <sub>min</sub> (cm/cm)
HEB ≤ 180	3,5	
200 < HEB < 280	4,5	0,25
HEB ≥ 300	5	
[ ]PN ≤ 180	3	
[ ]PN ≥ 200	3,5	0,4

Ejemplo: HEB 180 Área = 3,5 cm<sup>2</sup> por cada cm de canto

El coeficiente  $\omega$  se estima a partir de la esbeltez  $\lambda$  sabiendo que para A42b es:

$\lambda$	0	60	80	100	150
$\omega$	1	1,2	1,5	2	4

Ejemplo

Un pilar HEB 280 de un edificio tiene 6 m de altura libre y está sometido a una compresión centrada de 100 T sin mayorar.

Comprobación del dimensionamiento:

(Se indican entre paréntesis los valores exactos)

HEB 280

$$A = 28 \cdot 4,5 = 126 \text{ cm}^2 \quad (131,4)$$

$$i_{\min} = 28 \cdot 0,25 = 7 \text{ cm} \quad (7,09)$$

$$\beta = 1$$

$$\lambda = 1 \cdot 600 / 7 = 85,7 \quad (86,4)$$

Interpolando linealmente entre  $\lambda=80$  y  $\lambda=100$  tenemos que  $\omega=1,64$       (1,62)

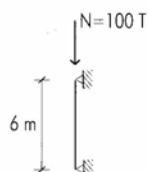
Luego:

$$N_u = \frac{2600 \cdot 126}{1,64} \left[ \frac{1}{1000} \right] = 199,452 \text{ T} \quad (210,889)$$

Dado que el axil de cálculo es  $N_d = 1,5 \cdot 100 = 150 \text{ T}$

$$N_u > N_d$$

El perfil HEB 280 es correcto



## A.6 Placas base a compresión

Dimensionamiento de placas base de soportes sometidos a compresión simple

### DATOS NECESARIOS

- Axil característico del soporte ( $N_k$ )
- Perfil metálico del soporte

### DESARROLLO

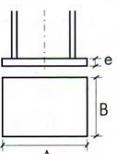
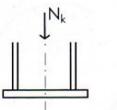
#### □ Área de la placa ( $A \times B$ )

Se elige imponiendo que la tensión transmitida a la zapata no sea mayor que la resistencia del hormigón

$$\frac{N_k}{AB} \leq 0,85f_{cd}$$

$$AB \geq 1,5 \frac{N_k}{0,85f_{cd}} [ \times 1000 ]$$

$$\begin{aligned} N_k &= f_{cd} A \\ A, B &= [ \text{cm} ] \end{aligned}$$



#### □ Espesor de la placa (e)

$$e = \frac{v}{2,5} \quad (*)$$

$$\begin{aligned} e, v &= [ \text{mm} ] \\ v &= \max(v_1, v_2) \end{aligned}$$

#### □ Cartelas

A la vista de la fórmula anterior se comprende que, incluso con vuelos no muy grandes, se requieren espesores importantes (una placa de 10 cm de vuelo demanda un espesor de 40 mm) por lo que empieza a resultar interesante disponer cartelas.

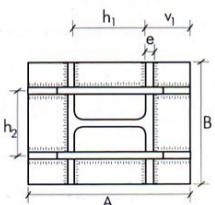
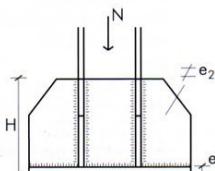
##### • Dimensiones de las cartelas ( $e_2, H$ )

Las cartelas se dimensionan para que resistan la flexión del vuelo.

$$M_{\text{total}} = 0,85f_{cd} \frac{v^2}{2} B \quad v = \max(v_1, v_2)$$

$$M_{\text{resistente}} = \sigma_e W = 2 \frac{e_2 H^2}{6} \sigma_e \quad (2 \text{ placas})$$

$$M_{\text{total}} = M_{\text{resistente}}$$



Existen varias combinaciones  $e_2, H$  que permiten resistir este momento.

Condiciones:  $\frac{B}{30} < e_2 < e$

#### ♦ Espesor (e)

Al disponer cartelas la flexión del vuelo disminuye dejando de ser dimensionante. El momento máximo ahora se produce entre cartelas, en el interior del perfil, y vale:

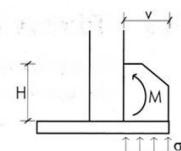
$$M_d = 0,85f_{cd} \frac{h^2}{12} \quad h = \max(h_1, h_2)$$

$$M_{\text{resistente}} = \sigma_e W = \sigma_e \frac{e^2}{6}$$

Igualando ambos momentos

$$e = \sqrt{\frac{0,85f_{cd}6h^2}{12\sigma_e}}$$

$$e = \frac{h}{6}$$



#### □ Espesor de la soldadura ( $e_s$ )

$$e_s < 0,7e_{\min}$$

$e_{\min}$ : espesor más pequeño de las placas a unir.

#### □ Pernos de anclaje

Se dispondrán pernos de anclaje que deberán ser dimensionados para esfuerzos horizontales.

### NOTAS

(\*) **Espesor (e):** habitualmente la placa se dimensiona para  $M_d$  y no para  $M_1$  ya que  $M_1$  se ve disminuido por el efecto bidimensional.

$$M = 0,85f_{cd} \frac{v}{2}$$

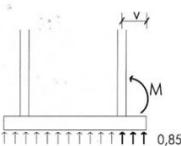
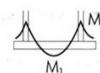
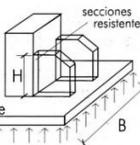
Este momento ha de ser igual a  $\sigma_e W$

$$0,85f_{cd} \frac{v^2}{2} = \sigma_e W$$

$$\text{siendo } W = \frac{e^2}{6} \quad e = \sqrt{\frac{3 \cdot 0,85f_{cd}v^2}{\sigma_e}}$$

El cociente  $0,85f_{cd}/\sigma_e$  suele estar alrededor de 1/20. Por lo que:

$$e = \frac{v}{2,5} \quad \text{si el área de la placa es el estricto}$$



## A.7 Placas base a flexocompresión

Dimensionamiento de placas base de soportes sometidos a flexocompresión

### DATOS NECESARIOS

- Axil característico ( $N_k$ )
- Momento característico ( $M_k$ )
- Perfil metálico del soporte

### DESARROLLO

El dimensionamiento de la placa no es inmediato y se necesitan hacer tanteos. Se comienza eligiendo unos valores razonables de las dimensiones de la placa ( $A \times B$ ) que habrán de comprobarse.

#### □ Dimensiones de la placa ( $A \times B$ )

La distancia del borde de la placa al borde del perfil debe ser al menos de 10 cm.

$$A \geq a + 20 \text{ cm}$$

$$B \geq b + 20 \text{ cm}$$

#### □ Pernos

##### • Tracción de cálculo en los pernos ( $T_d$ )

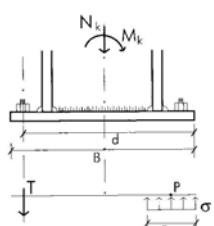
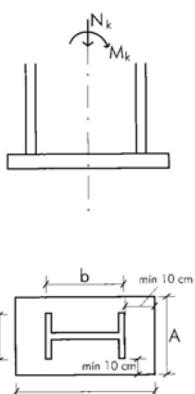
Se supone una distribución de tensiones tal que un cuarto de la placa se encuentre comprimido contra la zapata.

De esta forma, los pernos opuestos están traccionados y se desprecia la contribución de los pernos comprimidos.

Tomando momentos respecto del punto P (centro del volumen de compresión):

$$T_d \left( d - \frac{B}{8} \right) = 1,5M_k - 1,5N_k \left( \frac{B}{2} - \frac{B}{8} \right)$$

$$T_d = 1,5 \frac{8\left(\frac{e}{B}\right) - 3}{8\left(\frac{d}{B}\right) - 1} N_k \quad \text{siendo } e = M_k/N_k$$



#### • Área de los pernos ( $\Omega$ )

$$\Omega = \frac{T_d}{f_{yd}} [ \times 1000 ]$$

$\Omega$ : suma del área de todos los pernos de un lado [ $\text{cm}^2$ ]

(en el otro lado se pondrán los mismos tornillos)

$$\begin{aligned} T_d &[ \text{T} ] \\ f_{yd} &[ \text{kg/cm}^2 ] \\ f_{yd} &= 2600 \text{ kg/cm}^2 \text{ para A42} \end{aligned}$$

Si se utiliza acero B 500 ó B 400 se tomará el límite elástico correspondiente.

#### □ Comprobación de las dimensiones de la placa

Las dimensiones de la placa deben ser tales que la tensión de contacto no supere la resistencia del hormigón de la base.

$$\sum F_v = 0$$

$$N + T = \sigma \frac{B}{4} A$$

$$\frac{4(N_d + T_d)}{AB} \leq 0,85f_{cd} [\times 10] \quad \begin{aligned} N_d &= 1,5N_k [\text{T}] \\ T_d &[\text{T}] \\ A, B &[\text{m}] \\ f_{cd} &= f_{ck}/1,15 [\text{kg/cm}^2] \end{aligned}$$

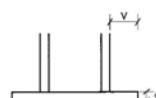
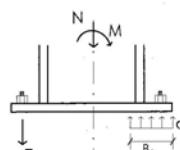
Si la tensión de contacto es mayor de  $0,85f_{cd}$  habrá que repetir el proceso aumentando A y B.

#### □ Espesor de la placa (e)

Una vez conocidos A y B, el espesor de la placa es:

$$e = \frac{v}{2,5}$$

Si el espesor sale muy grande se puede recurrir a la disposición de cartelas (véase ficha A.6).



A

## A.8 Uniones

### Dimensionamiento de unión soldada y de una atornillada

#### DATOS NECESARIOS

- Esfuerzo característico en la unión ( $F_k$ )

#### DESARROLLO

##### □ Unión por soldadura en ángulo

Las soldaduras resisten en una superficie que es igual a su longitud ( $L$ ) por su espesor de garganta ( $a$ )

- Espesor de garganta ( $a$ )

$$\begin{cases} a > 0,4e_{\max} \\ a < 0,7e_{\min} \end{cases}$$

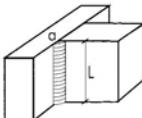
$e_{\max}$ : el espesor mayor de las chapas a unir.

$e_{\min}$ : el espesor más pequeño de las chapas a unir.

- Longitud de la soldadura ( $L$ )

La soldadura deberá tener una longitud tal que soporte el esfuerzo solicitante.

$$aL0,7\sigma_e \geq \gamma F_k \quad (*)$$



$$L = \frac{1,5F_k}{a0,7\sigma_e} \times 100$$

$L$ [m]	$F_k$ [T]
$a$ [mm]	$\sigma_e$ 2600 (A42) ó 3600 (A52) [kg/cm <sup>2</sup> ]

##### □ Unión con tornillos calibrados

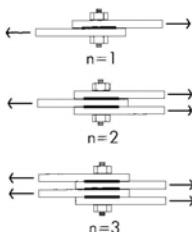
- Resistencia de un tornillo calibrado ( $\tau_u$ )

$$\tau_u = 1 \text{ T/cm}^2$$

- Área necesaria de tornillos ( $\Omega$ )

$$\Omega = \frac{1,5F_k}{N\tau_u}$$

$\Omega$ [cm <sup>2</sup> ]	$F_k$ cortante característico total de la unión [T]
$\tau_u$ 1 T/cm <sup>2</sup>	$N$ n° de tornillos
$n$ n° de planos de corte	



#### Criterios de disposición

- $\phi_t$ : diámetro del tornillo
- $\phi_o$ : diámetro del agujero=
  - 1 mm +  $\phi_t$ , para  $\phi_t \leq 16$  mm
  - 2 mm +  $\phi_t$ , para  $\phi_t \geq 16$  mm
- Distancia del eje del tornillo al borde:  $2\phi_o$
- Distancia entre ejes de tronillos:  $3\phi_o$
- Se recomienda que:

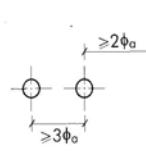
$$\frac{e}{2} \leq \phi_o \leq 2e \quad e: \text{espesor de la chapa a unir}$$

#### Comprobación de aplastamiento de la chapa

Cuando el número de planos sea mayor o igual a 2 hay que comprobar el posible aplastamiento de la chapa.

$$1,5F_k \leq \frac{1}{N} 2,5\sigma_e \phi_o e$$

$\sigma_e$ : límite elástico de las chapas a unir



A

#### NOTAS

(\*) Tensión de rotura de la soldadura: en sentido estricto, la rotura de la soldadura se produce cuando se alcanza la tensión tangencial última, es decir,  $\sigma_u/\sqrt{3}$

La superficie de rotura es  $\sqrt{2}al$

Por tanto, la resistencia de la soldadura es:

$$\sqrt{2}al \frac{\sigma_u}{\sqrt{3}} = al \sqrt{\frac{2}{3}} \sigma_u$$

El coeficiente de  $\sigma_u$  elegido es 0,7 (algo menor que  $\sqrt{2/3}$ ) ya que se trata de una aproximación, queda del lado de la seguridad y engloba a otros tipos de esfuerzos.

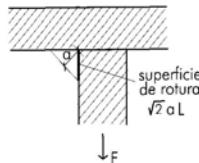




Foto: G. Sartori

**M MADERA**

2000  
S. MADERA

2000  
G. SARTORI

# M.1 Propiedades mecánicas de la madera

Tensiones admisibles y módulo de elasticidad de piezas de madera aserrada. Inspección visual y enfermedades

## DATOS NECESARIOS

- Tipo de madera: conífera (pino) o frondosa (roble)

## DESARROLLO

### □ Tensiones admisibles y módulo de elasticidad

Las resistencias, en términos de tensiones admisibles en servicio, y el módulo de deformación de una pieza de madera dependen inicialmente de su densidad, siendo valores habituales los siguientes:

Madera	Pino	Roble
Densidad	420	670
Resistencia a		
flexión	90	130
compresión según fibras	80	110
compresión perpend. a fibras	20	28
tracción según fibras	70	105
tracción perpendicular a fibras	2	3
corte	9	12
Módulo de elasticidad	110000	125000
Densidad	[kg/cm <sup>3</sup> ]	
Resistencia, Módulo de elasticidad		[kg/cm <sup>2</sup> ]

Las normas más modernas hacen depender estos conceptos, además, de:

- la humedad de la pieza: a mayor humedad menor resistencia.
- la duración de la carga: mayores resistencias ante acciones rápidas.
- el tamaño de la pieza: menor tensión de rotura para grandes piezas.

Sin embargo, para una primera aproximación al diseño o como comprobación, los valores anteriores son adecuados.

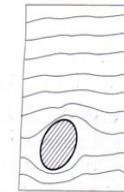
### □ Inspección visual y enfermedades

Es necesario que la pieza esté sana y esto puede juzgarse tras una inspección visual. A continuación se enumeran algunos síntomas o defectos de la madera y se describe su influencia en las propiedades mecánicas.

• **Fendas:** agrietamiento longitudinal entre las fibras cortando los anillos de crecimiento, producido durante el secado de la pieza. No afecta a las propiedades mecánicas ya que no supone discontinuidad de las fibras.



• **Nudos:** nacimiento de una rama del árbol. Son un punto débil en la pieza. A efectos de cálculo no se puede considerar la zona de sección transversal ocupada por los nudos, aunque, si son pequeños con respecto al canto de la pieza y están muy espaciados, suele despreciarse su efecto.



• **Coloración grisácea, verdosa o azulada:** debida a oxidación de vetas de resina remanente entre fibras (en el caso de coníferas) producidas por la acción solar.

• o a la presencia de hongos cromógenos que colorean la madera.

La primera causa no afecta a las propiedades de la pieza. La segunda, en general, tampoco, aunque avisa de la presencia de humedad (actual o pasada).

• **Carcoma:** la presencia de estos insectos en fase larvaria produce en la pieza una red de galerías llenas de serrín con orificios en superficie circulares u ovalados de 1 a 10 mm de diámetro. La madera atacada por carcoma ha de ser tratada para parar su desarrollo. La pérdida de resistencia de la pieza puede ser importante y ha de ser evaluada si se quiere reutilizar.

• **Pudrición:** producida por hongos xilófagos que destruyen la madera con importante pérdida de materia. La pudrición se limita únicamente a la zona donde la humedad es elevada (mayor del 20% en el interior de la pieza). Las zonas de un edificio más susceptibles de ser atacados por la pudrición son aquellas húmedas y poco aireadas:

- uniones con muros
- pies derechos de entramados
- elementos cercanos a las redes de agua
- cubiertas

## M.2 Soportes

Comprobación de un soporte  
de madera sometido a compresión simple

### DATOS NECESARIOS

- Altura del soporte (L)
- Escuadria del soporte (bxh)
- Axil característico ( $N_k$ )
- Tipo de madera

### DESARROLLO

Se trata de comprobar:

$$N_d < N_u$$

$$\begin{aligned} N_d &= N_k (*) \\ N_u &= \text{axil último} \end{aligned}$$

#### □ Axil de agotamiento

$$N_u = \frac{f_m A}{\omega} \left[ x \frac{1}{1000} \right]$$

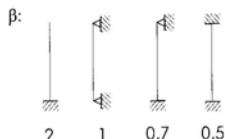
$f_m$  [T] Resistencia admisible  
 de la madera [ $\text{kg/cm}^2$ ]  
 (véase ficha M.1)  
 $A$  Área de la sección del  
 soporte [ $\text{cm}^2$ ]  
 $\omega$  Coeficiente de pandeo

Si el soporte no padease, el axil último (de agotamiento) sería  $f_m A$ . Al existir pandeo se minora dividiendo por el coeficiente de pandeo ( $\omega > 1$ )

#### □ Coeficiente de pandeo

Se obtiene a partir de la esbeltez geométrica  $\lambda$ .

$$\lambda = \beta \frac{L}{h}$$



Usualmente, se toma  $\beta=1$ .



$\lambda = \beta \frac{L}{h}$	8	13	15	18	20	22	27
$\omega$	1	1,1	1,2	1,5	1,7	2	3

#### □ Ejemplo

Comprobar un soporte de pino de  $20 \times 12 \text{ cm}^2$  de sección, de  $2,5 \text{ m}$  de altura, con una carga sin mayorar de  $8 \text{ T}$ .

Esbeltez de la pieza:

$$\lambda = \frac{250}{12} = 21$$

A esta esbeltez le corresponde un coeficiente de pandeo  $\omega=1,9$

Se supone una tensión admisible a compresión de  $80 \text{ kg/cm}^2$ .

Por tanto:

$$N_u = \frac{8000}{20 \cdot 12} 1,9 = 63 \text{ kp/cm}^2 < 80 \text{ Vale}$$

M

### NOTAS

(\*) Mayoración de acciones: los números gordos de madera se han desarrollado sin mayorar las acciones.

## M.3 Flexión

Dimensionamiento de elementos a flexión.

Aplicación a elementos de una cubierta tradicional.

### DATOS NECESARIOS

- Carga total característica por metro cuadrado ( $q_k$ )
- Definición geométrica de la estructura
- Tipo de madera

### DESARROLLO

#### □ Dimensionamiento a flexión

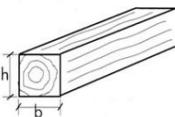
##### • Resistencia

$$M_d < W f_{mf} \quad \text{siendo } W = \frac{1}{6} b h^2$$

Por tanto,

$$b h^2 \geq 6 \frac{M_d}{f_{mf}} \left[ x \frac{1}{10} \right]$$

$M_d$  [mT]  
 $f_{mf}$  Resistencia a flexión  
 (véase ficha M.1)  
 $[kg/cm^2]$   
 $b, h$  [m]



##### • Flechas en viga biapoyada

$$f = \frac{5ql^4}{384EI} \leq \frac{L}{250} \quad \text{siendo } l = \frac{1}{12} b h^3$$

$$b h^3 \geq 40 \frac{q L^3}{E} \left[ x \frac{1}{10} \right]$$

$E, q$   $[kg/cm^2]$   
 $b, h, L$  [m]

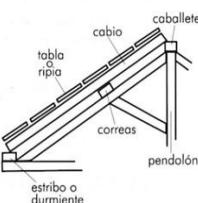
q: carga característica por unidad de longitud en el elemento

E: módulo de elasticidad de la madera

#### □ Aplicación a una cubierta

##### • Forma de trabajo

Las cargas de la cubierta se recogen con las ripias, que apoyan sobre los cabios, perpendiculares a éstos. Los cabios apoyan sobre las correas (incluyendo caballete y durmiente). Dichos elementos trasladan finalmente la carga a la cercha.



##### • Ripia o tabla

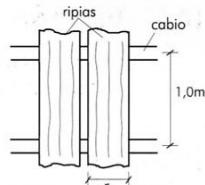
Apoyan en los cabios de forma continua con una luz de 1 m (separación entre cabios). Como número gordo se supone la ripia biempotrada y no se comprueban las deformaciones.

Carga por ripia:  $q_k r$

$$M_d = \frac{q_k r d^2}{12}$$

$$e = \sqrt{\frac{q_k d^2}{2 f_{mf}}}$$

$q_k$   $[kg/cm^2]$   
 $d$  = 1 m  
 $e$  [cm]  
 $f_{mf}$ : resist. a flexión  $[kg/cm^2]$   
 $r$ : ancho ripia [m]



##### • Cabios o parecillos

Son elementos según las líneas de máxima pendiente de la cubierta sobre las cuales apoya la ripia. Suelen ser biapoyadas (del durmiente a la correa y de la correa al caballlete) o continua de dos vanos (si son suficientemente largos).

Cuando son biapoyadas se debe comprobar la resistencia y las flechas y si son continuas (como en la figura) sólo se comprueba la resistencia.

Carga por cableo:  $q_k d$

El momento que dimensiona el cableo es el negativo sobre la correa.

Se supone un valor:

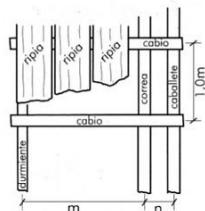
$$M_d = q_k d \frac{m^2}{10}$$

$M_d$  [mT]  
 $q_k$  [T/m<sup>2</sup>]  
 $d, m$  [m]

##### • Correas o par

Son elementos biapoyados ya que no es habitual encontrarlos tan largos como para apoyar entre más de dos cerchas.

El momento flector máximo es el isostático corregido por la inclinación que tienen. Además es necesaria la comprobación de deformaciones.

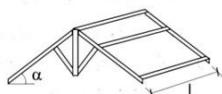


$$\text{Carga por correa: } q_k \left( \frac{m+n}{2} \right) 1,3$$

El factor 1,3 es debido a la inclinación  $\alpha$ .

$$M_d = q_k \left( \frac{m+n}{2} \right) 1,3 \frac{L^2}{8}$$

$M_d$  [mT]  
 $q_k$  [T/m<sup>2</sup>]  
 $m, n, L$  [m]  
 $L$  distancia entre cerchas



M

**H HORMIGÓN**

HC CIMENTACIONES

HM MUROS

HP PILARES

HV VIGAS

HL LOSAS

HE ESCALERAS

**A ACERO**

**M MADERA**

**V VARIOS**

E EJECUCIÓN

G GEOTECNIA

**V**

## V.1 Vibraciones

Estimación de la frecuencia natural de un forjado unidireccional y comprobación del estado límite de vibraciones

### DATOS NECESARIOS

- Uso del forjado
- Flecha bajo carga permanente ( $v_{perm}$ )

### DESARROLLO

#### □ Frecuencia natural ( $f_u$ )

Se puede estimar, con gran aproximación, según la siguiente expresión:

$$f_u = \frac{18}{\sqrt{v_{perm}}} \quad (*) \quad f_u \text{ frecuencia natural [Hz]} \\ v_{perm} \text{ [mm]}$$

$v_{perm}$ : flecha máxima producida en el forjado por la carga permanente, siendo conveniente añadir la fracción cuasipermanente de la sobrecarga.

Para calcular  $v_{perm}$  se utiliza el siguiente valor de la inercia:

- en forjados de hormigón:  
se toma la inercia equivalente fisurada (véase ficha HV.5).

Como aproximación, para este número, tome:

$$\frac{1}{3} I_{bruta} = \frac{1}{3} \frac{1}{12} b h^3$$

- en forjados metálicos:  
se toma la inercia del perfil
- en forjados metálicos con conectores a losa nervada de hormigón:  
se toma la inercia de la sección mixta

#### □ Frecuencias mínimas

La frecuencia natural tiene que ser:

- > 3 Hz para edificios de oficinas
- > 3,4 Hz para salas de espectáculos con asientos fijos
- > 7 Hz para salas de espectáculos sin asientos fijos
- > 8 Hz para gimnasios y palacios de deportes
- 1,6 a 2,4 Hz y de 3,5 a 4,5 Hz: rangos que han de evitarse en pasarelas peatonales

### NOTAS

(\*) *Frecuencia natural:* la frecuencia natural de un sistema se define como:

$$f_u = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K}{m}}$$

siendo K: rigidez generalizada de la estructura  
m: masa que grava sobre ella, es decir, la carga muerta de peso propio más solado

Según la definición de rigidez: P=Kv  
siendo P: carga repartida sobre la estructura  
P=mg  
v: flecha máxima

Por tanto, se tiene:

mg=Kv y sustituyendo en la fórmula de  $f_u$ :

$$f_u = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{g}{v}}$$

Expresando esta fórmula en mm y teniendo en cuenta que para el primer modo de vibración es conveniente tomar  $v=0,75v_{perm}$  se tiene:

$$f_u = \frac{\sqrt{9800}}{2\pi \sqrt{0,75}} \sqrt{\frac{1}{v_{perm}}} = \frac{18}{\sqrt{v_{perm}}}$$

Otra forma de proceder es obtener  $f_u$  para la carga permanente y para la carga total. La frecuencia de vibración del forjado durante su vida útil estará comprendida entre ambas.

V

#### Diámetro del taladro ( $\phi_T$ )

Se dimensiona para garantizar la adherencia mortero-hormigón del muro.

Se puede suponer una tensión de adherencia ( $\tau$ ) de 25 kg/cm<sup>2</sup>, la cual se debe exigir al mortero que se adquiere como un producto comercial.

El diámetro del taladro ( $\phi_T$ ) se obtiene:

$$A_s f_{yd} = \pi \phi_T l \tau$$

$$\phi_T = \frac{A_s f_{yd}}{\pi l \tau}$$

$A_s$	[cm <sup>2</sup> ]
$f_{yd}$	[kg/cm <sup>2</sup> ]
$\tau$	= 25 [kg/cm <sup>2</sup> ]
$\phi_T$	[cm]

Si la diferencia entre el diámetro de la barra y el  $\phi_T$  es mayor de 1 cm es conveniente aumentar la longitud del taladro y de la barra.



#### NOTAS

(\*) *Rozamiento entre hormigones:* se ha despreciado este fenómeno resistente ya que los efectos propios del hormigón (retracción) pueden hacer que desaparezca el contacto entre hormigones.

## V.3 Ménsula corta

Definición y armado de una ménsula corta

### DATOS NECESARIOS

- Carga característica en la ménsula ( $P_k$ )
- Distancia de la carga al borde del forjado ( $a$ )

### DESARROLLO

#### □ Dimensiones de la ménsula

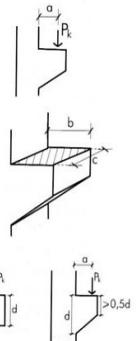
##### • Planta

La superficie ( $b \times c$ ) debe ser tal que la tensión transmitida sea admisible.

$$1,7 \frac{1,6P_k}{bc} \leq 0,7f_{cd}$$

$$bc \geq 4 \frac{P_k}{f_{cd}} \left[ \frac{1}{10} \right]$$

$$\begin{aligned} b, c & [m] \\ P_k & [T] \\ f_{cd} & = f_{ck}/1,5 \text{ [kg/cm}^2\text{]} \end{aligned}$$



##### • Altzado

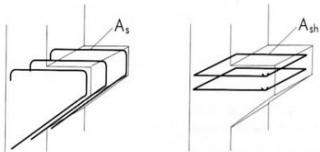
Una ménsula corta debe cumplir que:

$$d > 1,7a$$

#### □ Armadura

Una ménsula corta tiene la peculiaridad de que la armadura transversal (estribos) no es vertical, como en la viga, sino horizontal.

La armadura necesaria de la ménsula es de dos tipos:  
 $A_s + A_{sh}$



#### • Esfuerzo de cálculo

$$T = 2 \cdot 1,6P_k$$

#### • Armadura ( $A_s$ )

$$A_s = \frac{T}{f_{yd}} \left[ \times 1000 \right]$$

$A_s$  [cm<sup>2</sup>]

$T$  [T]

$$f_{yd} = f_{yk}/1,15$$

$$f_{yd} < 4000 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$A_{sh} = \frac{A_s}{10}$$

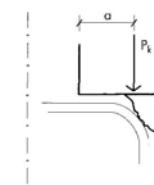
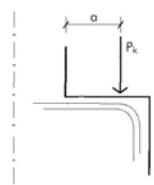
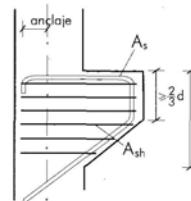
• La armadura  $A_s$  se reparte uniformemente en todo el ancho  $c$ .

• La armadura  $A_s$  debe ser anclada a partir del eje del soporte.

• La armadura  $A_{sh}$  se dispondrá en forma de cercos horizontales abrazando a la armadura  $A_s$ . A efectos de cálculo, se contabilizarán dos ramas por cada cerco.

• Los cercos de  $A_{sh}$  se dispondrán uniformemente al menos en 2/3 del canto  $d$ .

• Al doblar la armadura  $A_s$  puede ocurrir que la carga esté fuera de la influencia de dicha armadura, dando lugar al defecto de la figura. Para evitarlo es conveniente disponer diámetros pequeños que tienen radios de doblado pequeños.



## H Hormigón

### HC CIMENTACIONES

• JET PUNZOS

• PILE DRILLS

• JET VIBRATORS

• JET CUTTERS

• JET DREDGES

• JET DREDGES

• JET DREDGES

• JET DREDGES

## E EJECUCIÓN

• GEOTECHNICS



## E.1 Generalidades del hormigón

Descripción, matrícula, resistencia mínima y durabilidad

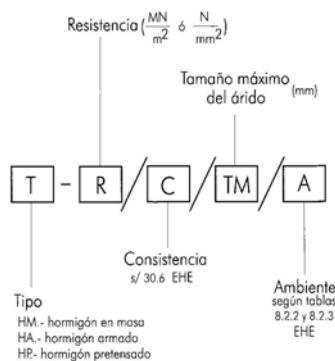
### DESARROLLO

#### □ Descripción

El hormigón se compone de áridos finos ( $<4$  mm) y gruesos ( $>4$  mm), cemento y agua. Además, a veces, se utilizan adiciones de cenizas volantes o humo de sílice para mejorar algunas condiciones del hormigón. Actualmente, y de forma habitual, se añaden aditivos que son productos químicos de casas comerciales que potencian algunas propiedades del hormigón como la manejabilidad, las altas resistencias iniciales, etc.

#### □ Matrícula del hormigón

El hormigón se designa mediante la expresión:



Ejemplo: H4-25/P/20/Ila  
Hormigón armado  
Resistencia característica =  $25 \text{ N/mm}^2$  ó  $250 \text{ kp/cm}^2$

Consistencia Plástica, entre 3 y 5 cm  
Tamaño máximo del árido = 25 mm  
Ambiente Ila

#### □ Resistencia mínima

La normativa española, EHE, no permite utilizar hormigones de resistencia característica inferior a  $25 \text{ N/mm}^2$  (ó  $250 \text{ kp/cm}^2$ ). Aunque se permiten, en algunos casos, hormigones de  $20 \text{ N/mm}^2$ , no se recomienda su utilización, ni siquiera en obras de pequeña importancia o de hormigón en masa.

La normativa no dice nada sobre el hormigón no estructural. Es decir, en hormigones de limpieza u otros usos no estructurales se puede utilizar cualquier tipo de hormigón magro o pobre, sin necesidad de especificar resistencia mínima ni designación. Existen usos que pueden considerarse frontera como las soleras, acequias y otros. En estos casos no está clara la aplicación de la norma y se recomienda respetar los valores mínimos, no ya por su resistencia sino por la relación directa que hay entre la resistencia y la calidad del material (durabilidad,...).

#### □ Durabilidad

Proporcionar una adecuada durabilidad es preceptivo y tan importante como garantizar la resistencia o la no deformabilidad.

Para la durabilidad del hormigón es fundamental controlar la relación máxima agua-cemento (a/c) (Ficha E.2), la cantidad mínima de cemento (Ficha E.2) y los recubrimientos mínimos de las armaduras (Ficha E.3).

#### □ Estrategia para la durabilidad

- Selección de un hormigón de calidad
  - Relación a/c baja
  - Contenido alto de cemento
- Establecimiento de recubrimientos adecuados

## E.2 Durabilidad. Hormigón de calidad

Definición del contenido mínimo de cemento y relación máxima de agua-cemento

### DESARROLLO

#### □ Tipos de ambiente

Cada elemento estructural tiene una clase general de exposición y alguno puede tener clase específica.

##### • Clase general de exposición

Clase	Subclase	Designación	Descripción
No agresiva		I	Interiores de edificios Elementos de hormigón en masa
Normal	Humedad alta	IIa	Interiores con alta humedad
	Humedad media	IIb	Exteriores con P media anual > 600mm
	Aérea	IIIa	Exteriores con P media anual < 600mm
Marina	Sumergida	IIIb	Estructuras a menos de 5 km de la costa Elementos sumergidos permanentemente
	Zona de mareas	IIIc	Elementos en zona de carrera de mareas
Cloruros no marinos	IV		Elementos en contacto con cloruros (piscinas, EDAR)

##### • Clase específica de exposición

Se distinguen distintas clases específicas en función de la agresividad química (Q), la existencia de heladas con sales fundentes (F) o sin ellas (H) y la posibilidad de erosión (E).

#### □ Relación agua-cemento

El agua de amasado debe controlarse muy estrictamente ya que a mayor cantidad de agua, el hormigón será más poroso y, por tanto, de menor resistencia y de menor durabilidad.

No se debe confundir este agua con la utilizada en el curado, una vez fraguado el hormigón, que debe ser abundante.

La relación agua-cemento debe ser menor cuanto más agresivo es el ambiente que rodea la estructura.

#### □ Contenido de cemento

Además de poco agua, el hormigón necesita cemento en cantidades razonables ya que es el material que protege a las armaduras de la corrosión y dota al hormigón de capacidad intrínseca para resistir y para durar. Con poco cemento el hormigón dura muy poco. No es conveniente, sin embargo, dosificar más de 400 kg/m<sup>3</sup> ya que su gran capacidad de acortamiento (retracción) microfisura el hormigón haciéndolo, también, poco resistente y poco durable.

#### □ Máxima relación a/c y contenido mínimo de cemento

El límite superior de la relación a/c e inferior de cemento están normalizados en función del tipo de ambiente.

	Hormigón	Clase de exposición									
		I	IIa	IIb	IIIa	IIIb	IIIc	IV	H	F	E
máxima	en masa	0,65	-	-	-	-	-	-	0,55	0,50	0,50
armado	0,65	0,60	0,55	0,50	0,50	0,45	0,50	0,55	0,50	0,50	0,50
a/c	pretensado	0,60	0,60	0,55	0,50	0,45	0,45	0,45	0,55	0,50	0,50
mínimo	en masa	200	-	-	-	-	-	-	275	300	275
cemento	armado	250	275	300	300	325	350	325	300	325	300
[kg/m <sup>3</sup> ]	pretensado	275	300	300	300	325	350	325	300	325	300

#### □ Resistencias mínimas compatibles con los requisitos de durabilidad

A partir de los condicionantes anteriores es difícil conseguir un hormigón de resistencia menor que el especificado en la siguiente tabla.

	Hormigón	Clase de exposición									
		I	IIa	IIb	IIIa	IIIb	IIIc	IV	H	F	E
Resistencia	en masa	20	-	-	-	-	-	-	30	30	30
mínima	armado	25	25	30	30	30	35	30	30	30	30
N/mm <sup>2</sup>	pretensado	25	25	30	30	35	35	35	30	30	30



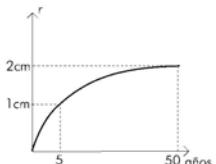
## E.3 Durabilidad. Recubrimientos

Cálculo de los recubrimientos  
y disposición de los separadores

### DESARROLLO

#### □ Recubrimiento

- Un adecuado recubrimiento es fundamental para garantizar la durabilidad del hormigón. A igualdad de otro tipo de condiciones se puede estimar que duplicar el recubrimiento significa multiplicar por 10 la vida útil.
- El recubrimiento geométrico es la distancia entre la parte más exterior de la barra más cercana al paramento y el paramento.  
Recubrimiento geométrico  $\geq 3,5$  cm (en los casos habituales).
- Si se quiere calcular el recubrimiento de forma más precisa, se puede obtener como suma de dos términos.



$$r_{\text{nom}} = r_{\text{min}} + \Delta r$$

$r_{\text{min}}$

El recubrimiento mínimo depende de la clase de exposición y es, en mm:

	Tipo de elemento	Clase de exposición					
		I	IIa	IIb	IIIa	IIIb	IV
25 $\leq f_{ck} < 40$	general	20	25	30	35	35	40
	prefabricado	15	20	25	30	30	35
$f_{ck} \geq 40$	general	15	20	25	30	30	35
	prefabricado	15	20	25	25	25	25

$\Delta r$

- 0 mm en elementos prefabricados con control intenso de ejecución
- 5 mm en elementos in situ con control intenso de ejecución
- 10 mm en el resto de elementos
- Cuando el paramento está en contacto con el terreno, sin encostrar, el recubrimiento mínimo será de 7 cm.

#### □ Separadores

##### • Distancia

La única forma de garantizar estos recubrimientos es disponer separadores. La distancia entre separadores depende de la rigidez de la barra que sujetla y si ésta es horizontal (vigas o losas) o vertical (pilares o muros).

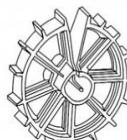
De forma general se deben disponer:

- cada 50 diámetros en barras horizontales
- cada 100 diámetros en barras verticales

##### • Material

El material del separador no debe reaccionar con el hormigón ni con el acero. Se pueden utilizar separadores de plástico o morteros prefabricados para garantizar la exactitud de la distancia. En ningún caso desechos de obra como cascos o similares.

##### • Ejemplos



de rueda



de mortero

## E.4 Puesta en obra y curado

Transporte, recepción, vertido, compactación y curado

### DESARROLLO

#### □ Transporte

Desde que se añade el agua a la mezcla de áridos y cemento hasta su colocación no debe pasar más de una hora y media.

Este tiempo no debería ser mayor de una hora en tiempo caluroso a no ser que se tomen medidas que aumenten el tiempo de fraguado, por ejemplo, con aditivos.

No es conveniente apurar el volumen de la cuba de transporte (< 80% del tambo).

#### □ Entrega y recepción

##### • Albarán

El acto de entrega y recepción deberá acompañarse de un albarán con:

- Nombre de la central suministradora
- Número de serie de la hoja de suministro
- Fecha de entrega
- Hora de salida de la planta
- Nombre del peticonario
- Especificaciones del hormigón (a/c, cantidad de cemento,...)
- Tipo, clase y marca de cemento
- Consistencia
- Tamaño máximo del árido
- Tipos de aditivos utilizados y dosificación
- Procedencia y dosificación de adiciones

• No está permitido añadir agua al hormigón desde que se fabrica hasta que ha fraguado, porque es muy perjudicial. Si hay problemas de manejabilidad, se podrán añadir, en central, aditivos específicos dentro de los límites establecidos en la norma.

#### □ Vertido y colocación

- No se verterá hormigón desde alturas superiores a 2 metros.
- No se colocarán masas que tengan principio de fraguado, ni se hormigonarán tongadas de espesor mayor que la longitud del vibrador.
- En épocas de temperaturas extremas (menores de 5° o mayores de 40°) no se debe hormigonar. Si la temperatura está dentro de los rangos pero cercana a los límites deben tomarse precauciones especiales:
  - en tiempo frío, calentar áridos.
  - en tiempo caluroso, proteger al hormigón del sol y el viento.

#### □ Compactación

El compactado o vibrado puede hacerse con pico o con vibrador cuidando:

- La homogeneidad de la compactación.
- El cosido con tongadas anteriores.
- El vibrado en vértices, aristas y zonas de alta densidad de armadura.

#### □ Curado

El último proceso es el curado. Curar tiene el significado de cuidar. Es un proceso de vital importancia para la posterior calidad del hormigón.

Curar el hormigón consiste en evitar que el agua de amasado se evapore excesivamente pronto de la masa del hormigón. Por lo tanto, el agua de curado sirve para impermeabilizar la masa del hormigón durante el proceso de endurecimiento.

Se pueden utilizar muchas técnicas pero casi ninguna tan barata y eficaz como mantener inundado el elemento a curar, mediante un regado casi continuo.

##### • Tiempo de curado

El tiempo de curado puede variar entre 2 y 20 días en función de varios factores. Los más importantes son:

- El tipo de cemento. El de endurecimiento rápido disminuye el tiempo de curado.
- La humedad ambiente alta disminuye el tiempo de curado.
- La relación agua-cemento. Una relación baja disminuye el tiempo de curado.
- Un ambiente poco soleado y con poco viento disminuye el tiempo de curado.



## E.5 Control del hormigón

Controles a realizar en el hormigón puesto en obra

### DATOS NECESARIOS

- $f_{ck}$  resistencia característica de proyecto [ $\text{N/mm}^2$ ]

### DESARROLLO

#### □ Control estadístico

Antes (EH-91) había varios niveles de control (intenso, normal y reducido) que permitían modificar el coeficiente de minoración del hormigón (1,4 - 1,5 y 1,6). Ahora se usa un único nivel de control (el estadístico) y un único coeficiente de minoración (1,5). El nivel de control reducido y el control al 100% no se utilizan.

El control consiste en determinar  $f_{est}$  (resistencia característica del hormigón puesto en obra) y compararla con  $f_{ck}$  (resistencia de proyecto). Para ello se divide la obra en lotes y se determina  $f_{est}$  de cada uno. Para obtener  $f_{est}$  de un lote, éste se divide en amasadas.

##### • Lote

Es, como máximo, de  $100 \text{ m}^3$  de hormigón siempre que no pertenezcan a más de una planta o se tarde en hormigonar más de dos semanas. No se mezclarán en un mismo lote elementos de tipología estructural distinta.

##### • Número de amasadas a ensayar por lote (N)

Una amasada es la cantidad de hormigón que se ha fabricado de una sola vez que coincide con el volumen de un camión hormigonera.

El número de amasadas a ensayar en cada lote es:

$$f_{ck} \leq 25 \quad N \geq 2$$

$$25 < f_{ck} \leq 35 \quad N \geq 4$$

$$f_{ck} > 35 \quad N \geq 6$$

Las amasadas de un lote se elegirán al azar.

##### • Resistencia de un amasada

Del camión elegido se extraerán dos probetas (ni al principio ni al final del vertido). La resistencia de la amasada será la media de las dos probetas.

##### • Cálculo de $f_{est}$ de un lote

La resistencia estimada será menor que el menor valor obtenido en una amasada.

$$f_{est} = K_n X_{min} \quad K_n \text{ coeficiente} < 1$$

$X_{min}$  es la mínima resistencia de las amasadas analizadas

Si el número de amasadas es mayor que 6 se puede estimar con más precisión.

El coeficiente  $K_n$  vale de 0,8 a 1,0 en función de la clasificación de la central de suministro y de la adecuación de los resultados concretos de la obra a dicha clasificación.

##### • Comprobación final del lote

Si  $f_{est} \geq f_{ck}$  Se acepta el lote

Si  $0,9f_{ck} < f_{est} < f_{ck}$  Se debe aceptar el lote pero puede haber penalización económica

Si  $f_{est} < 0,9f_{ck}$  No se aceptará el lote sin hacer estudios específicos

#### □ Control de las especificaciones relativas a durabilidad

Se realizará un control documental de las hojas de suministro para comprobar el cumplimiento de las limitaciones de la relación a/c y del contenido de cemento.

#### □ Confección, almacenamiento y rotura de las probetas

Las probetas cilíndricas (15x30) se confeccionan en tres tongadas convenientemente vibradas o picadas. Permanecen en obra unas 24 horas protegidas convenientemente de la evaporación cubiertas por una arpillera húmeda.

El transporte a la cámara de curado debe ser cuidadoso. En la cámara permanecerán a  $20^\circ\text{C}$  y 100% de humedad. El día de rotura (a 28 días) se extraerán de la cámara, se refrentará la cara superior con azufre y se rompen en la prensa no antes de una hora ni después de dos horas de haberlas sacado de la cámara ya que la humedad influye mucho en la resistencia.

La resistencia real del hormigón colocado en obra y la obtenida por rotura de probetas puede ser muy diferente debido a condiciones de vertido, ambientales, etc. Por ello, la resistencia característica  $f_{ck}$  o  $f_{est}$  no son un reflejo exacto de la resistencia del hormigón en la obra, sino una forma legal para poder entenderse.



## E.6 Armadura pasiva

Designación, elaboración  
y colocación en obra de la armadura pasiva

### DESARROLLO

#### □ Designación, tipos y diámetros

##### • Designación

B-R C R Resistencia característica ( $N/mm^2$ )

C Clase de acero:

S Soldable

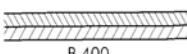
SD Soldable de alta ductilidad (zonas sísmicas)

T Malla electrosoldada o alambre

##### • Tipos

Barras corrugadas: B 400 S ó SD y B 500 S ó SD.  
Se puede leer la calidad del acero en la disposición de las corrugas.

Mallas electrosoldadas: B 500 T.



B 400



B 500

#### □ Elaboración de ferralla y colocación en obra

Si están excesivamente oxidadas por almacenaje se deben cepillar y comprobar su peso antes de colocarla, no admitiéndose más de un 10% de disminución.  
No se permite soldar armadura en obra.

##### • Doblado

No se permite enderezar armaduras dobladas en taller.

##### Diámetro mínimo de doblado

Patillas y ganchos	Grifados y punzonamiento	Cercos o estribos
$\phi < 12$	$\phi \geq 12$	$12 \phi$
4 $\phi$	4 $\phi$	máx (3 $\phi$ ; 3 cm)



$\phi$ : diámetro de la barra a doblar

El diámetro de doblado es el interior.

##### • Distancia entre barras

Cuidar este aspecto es fundamental para la buena calidad del hormigón estructural. Si no, las propias armaduras hacen de tamiz del hormigón y se forman coqueras.



La distancia mínima recomendable es:

5 cm en barras longitudinales y

10 cm en cercos

En casos excepcionales se puede reducir esta distancia como, por ejemplo, en vigas con gran densidad de armadura.

En cualquier caso, la distancia mínima entre parámetros de barras es 2,5 cm.

##### • Longitud de anclaje ( $l_b$ )

Anclaje mediante prolongación recta:

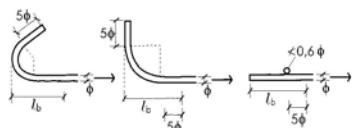
Barras en posición I (paramento inferior, barras verticales, adherencia buena) 15  $\phi^2$

Barras en posición II (paramento superior, adherencia deficiente) 1,4-15  $\phi^2$

Anclaje mediante gancho, patilla o barra transversal soldada:

$l_b$  se reduce a 0,7-15  $\phi^2$  Posición I  
0,7-1,4-15  $\phi^2$  Posición II

A esta longitud hay que sumarle la longitud del gancho o de la patilla (5 $\phi$ ).



En las barras que están en compresión (por ejemplo, en pilares) la patilla es ineficaz, es decir, que no se puede hacer reducción por patilla.

Si el hormigón es mejor que H-25 se puede reducir esta longitud

Hormigón H-25 H-30 H-35 H-40 H-45 H-50  
 $l_b$  15  $\phi^2$  13  $\phi^2$  12  $\phi^2$  11  $\phi^2$  10  $\phi^2$  10  $\phi^2$

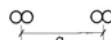
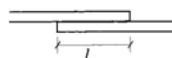
##### • Solaplo

El solaplo es la forma más común de empalmar barras.

$$l_s = \alpha \cdot l_b \quad \alpha = 1 - 2$$

Si no tiene problemas de densidad de armaduras tome  $\alpha = 2$ .

Los valores de  $\alpha$  se pueden ver en la EHE (Art. 66.6.2).



## E.7 Losas postesadas

Descripción de una losa postesada, de sus elementos y del proceso de ejecución

### DESARROLLO

El hormigón pretensado de armaduras postesadas es una técnica muy utilizada en obra civil y que está empezando a utilizarse en edificación.

Esta técnica constructiva permite alcanzar luces muy superiores a las de hormigón armado (hasta 16 m) con cantos relativamente pequeños (del orden de 40 cm). La técnica de ejecución no conlleva especiales dificultades diferentes a las de su novedad.

#### Descripción

El incremento de resistencia de un elemento postesado frente a uno armado es debido a la introducción de unas fuerzas de compresión mediante armaduras activas.

El proceso de ejecución de la losa consiste en replantar, en el interior del forjado, unas vainas en las que se alojan las armaduras activas. El trazado de estas vainas suele ser parabólico con puntos bajos en centros de vano y puntos altos en soportes.

Una vez hormigonada la losa se procede al tesoado de los cables sujetando por un extremo y tirando del otro o tirando de ambos extremos. Cuando se han tensado los cables, éstos se fijan al forjado con cuñas y se procede al relleno de los huecos libres de las vainas con lechada de cemento. La comprobación de que la lechada recorre toda la vaina se realiza mediante purgadores en los puntos altos del trazado.

#### Armaduras activas

Los tipos de acero utilizados en hormigón pretensado son de alto límite elástico (unas 3 veces superior al de las armaduras pasivas) y un módulo de elasticidad similar.

Según su forma de colocación se distinguen:

- Armaduras adherentes sin vainas (utilizadas en prefabricación)
- Armaduras adherentes en vainas inyectadas
- Armaduras no adherentes en vainas no inyectadas

#### Vainas

Se suelen utilizar vainas metálicas con corrugas para facilitar la adherencia al hormigón y aumentar su rigidez.

Deben ser estancas para que no entre lechada durante el hormigonado, por ello, los empalmes con las placas de anclaje y entre vainas deben ser estancos.

Deberá cuidarse su trazado por lo que habrá que sujetarlas para impedir que se muevan durante el hormigonado.



#### Placas de anclaje y cuñas

Las placas de anclaje se disponen en los extremos del forjado.

Deben ser capaces de retener eficazmente los tendones traccionados y tienen que tener el área suficiente para repartir la carga del tendon al hormigón.

La unión de la placa de anclaje con el tendon se realiza mediante cuñas.

#### Gatos

Los cables que se van a tesar se dejan con un exceso de longitud para enhebrar el gato. Se tesa, cuidando de la alineación del gato y los cables, de forma progresiva hasta alcanzar el valor de proyecto. El propio gato introduce las cuñas y se retira el gato.

Este proceso deben hacerlo operarios cualificados y se debe controlar el alargamiento de los cables.



#### Boquilla

Es una pieza que sirve para introducir la lechada de cemento (o producto de inyección) en las vainas.

#### Purgador

Trozo de tubo que comunica las vainas con el exterior. Se coloca, generalmente, en los puntos altos de su trazado para facilitar la evacuación del aire y del agua y para seguir el avance de la inyección paso a paso, pudiendo así controlar el total llenado de la vaina.

## E.8 Encofrados y cimbras

Descripción de los procesos de puesta y retirada de encofrados y cimbras

### DESARROLLO

#### □ Cimbras, encofrados y moldes

##### • Características

- Las cimbras, encofrados y moldes deben tener:
- Resistencia al peso del hormigón y las armaduras.
  - Resistencia al empuje horizontal del hormigón fresco (en elementos verticales).
  - Resistencia a los posibles efectos dinámicos durante el vertido y vibrado.
  - Rigidez para que la forma final del elemento sea adecuada.
  - Estanquidad para impedir pérdidas de lechada.

No se suele calcular la resistencia ni la rigidez de los encofrados y es la experiencia la que determina los materiales y la ejecución más adecuada.

En cambio, las cimbras y los puntales son estructuras comprometidas, algunas veces con una complicación mayor que la estructura definitiva. Por ello deben estar calculadas por un técnico competente. Es muy importante que, previamente al hormigonado, el encofrado esté limpio. Esto se hace difícil en elementos verticales por lo que hay que disponer gateras en su parte inferior.

##### • Material

El material de los encofrados será cualquiera que no dañe las propiedades del hormigón.

Si es de madera debe humedecerse para que no absorba agua al hormigón fresco.

No se deben colocar elementos de aluminio en contacto con el hormigón.

#### □ Desencofrantes

Para facilitar la retirada de los encofrados es muy útil impregnar éstos de desencofrante.

Con estos productos hay que tener varias precauciones:

- El desencofrante no debe alterar las propiedades del hormigón (color, durabilidad,...). Por ello no deben emplearse gasóleos ni grasa corriente. Se utilizarán barnices antiadherentes.

• No se debe impregnar la armadura con el desencofrante ya que se disminuye la adherencia, imprescindible, entre el hormigón y el acero. Para evitarlo hay que poner el desencofrante antes que las armaduras.

#### □ Descimbrado

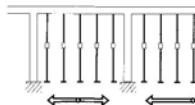
Las operaciones de descimbrado no se realizarán hasta que el hormigón haya alcanzado la resistencia necesaria para resistir los esfuerzos por sí mismo. Son operaciones en las que hay que cuidar por dónde se empieza y el orden a seguir.

##### • Secuencia de descimbrado

Hay que comenzar quitando los puntales de las zonas más deformables del forjado, es decir, los primeros que se quitan son los del extremo de los voladizos y los de centros de vano y se continúa, luego, hacia los apoyos.

Se hace así por dos razones:

- Si se dejan los últimos los de voladizo o los de centro de vano, soportarán una carga mucho mayor que la prevista y pueden pandear o romperse.
- Si se eliminan estos puntales los últimos, el forjado sufre una brusca deformación.



#### □ Plazos de desencofrado y descimbrado

El desencofrado se puede hacer mucho antes (en la tercera parte del tiempo) que el descimbrado.

El tiempo de descimbrado oscila entre 7 y 28 días. En tiempo caluroso se puede descimbrar antes que en tiempo frío.

Periodos mínimos de desencofrado y descimbrado [días]

	Temperatura ambiente	24°C	16°C	8°C	2°C
	Paramentos	9 h	12 h	18 h	24 h
Desencofrado	verticales				
	Losas	2	3	5	8
Descimbrado	Vigas	7	9	13	20
	Losas	7	9	13	20
	Vigas	10	13	18	28

Se pueden forzar estos plazos con cálculos específicos o utilizando hormigones con cementos de alta resistencia inicial.

**G** GEOTECNIA

## G.1 Planteamiento de reconocimientos

Descripción, datos previos y tipos de reconocimientos a realizar para confeccionar un informe geotécnico

### DATOS

- Geología de superficie
  - Es suficiente con utilizar un mapa geológico 1:50.000 del IGME (Instituto Geominero). La fotografía puede ser muy útil para detectar contactos y accidentes geológicos.
- Visita a la parcela
- Tipo de estructura a cimentar
  - Es bueno tener una idea previa del tipo de cimentación, pero no es imprescindible.

### DESARROLLO

#### □ Fases

- Las fases de una campaña de reconocimiento son tres:
1. Inspección visual previa en la que se distinguirán, *grosso modo*, los tipos de cimentación posibles y compatibles con la estructura.  
De esta inspección se decide cuantos reconocimientos hay que realizar en la segunda fase.  
La duración de esta fase es de 2 ó 3 días.
  2. Realización de los reconocimientos necesarios para obtener la planta y los perfiles geológicos de la parcela completa.
  3. Una vez conocidas las características generales y decidida con exactitud la tipología y el emplazamiento de la cimentación, se realizarán todos los ensayos específicos necesarios para determinar los parámetros geotécnicos que permitan deducir las tensiones admisibles y los asientos esperados.

#### □ Reconocimientos

Se diferencian dependiendo de si el terreno es suelo o roca.

- Suelos
    - Calicatas (véase ficha G.2)
    - Penetrómetros (véase ficha G.3)
    - Sondeos (véase ficha G.4)
  - Rocas
    - Sondeos (véase ficha G.4)
    - Estaciones geomecánicas
- Para el correcto conocimiento de las características geotécnicas de cada punto se debe, al menos, realizar:
- Calicata y penetrómetro (sólo en suelos, no en rocas)
  - Sondeo con recuperación de testigo y ensayos *in situ* (SPT y muestras inalteradas)

## G.2 Calicatas

Realización,  
profundidad máxima y resultados de una calicata

## DESARROLLO

Una calicata es una excavación de pequeño tamaño (1 a 2 m<sup>2</sup> de superficie) que se realiza con retroexcavadora sencilla (agrícola o similar) que puede alcanzar como máximo 3 ó 4 m de profundidad y en la que se reconoce el perfil de los materiales existentes y algunas características de los mismos.

## □ Resultados

De la calicata se pueden obtener:

- El perfil del terreno y sus distintos horizontes, con sus espesores y naturaleza.
  - La posición del nivel freático.
  - Una estimación subjetiva de la permeabilidad (en el material excavado y si hay flujo de agua hacia la excavación).
  - Una estimación subjetiva de la consistencia (en el material excavado).

En el informe geotécnico debe figurar, de cada calicata, una ficha con:

- Fotografías del emplazamiento que sirvan para localizar la calicata en la parcela.
  - Fotografía de la excavación.
  - Fotografía del material excavado.
  - Perfil de la calicata en el que se da, para cada horizonte,
    - . Profundidad
    - . Espesor
    - . Descripción que incluya la naturaleza, el color y

En el perfil se añaden, con posterioridad, los resultados de los análisis de laboratorio que se efectúen.

## □ Ejecución

En la ejecución habrá un técnico supervisor con experiencia y un operario de la máquina.

Cuando sea pertinente la realización de ensayos de laboratorio, que es frecuente, se tomarán muestras de cada horizonte representativo de la excavación, en

sacos de 5 kg (en muestras para cimentaciones) o de 30 kg (si en el material es necesario hacer ensayos proctor de compactación).

Es muy peligroso descender a una calicata a tomar muestras o datos ya que el riesgo de caídas o desprendimientos es elevado.

## Observaciones

De una calicata no se pueden obtener características resistentes objetivas porque las muestras son siempre alteradas.

Sólo se pueden realizar calicatas en rocas blandas o suelos.

En terrenos flojos, con nivel freático alto, es difícil hacer calicatas de más de 2.0 m de profundidad.

En una calicata puede estimarse la estabilidad a corto plazo de taludes moderadamente altos (menos de 4,0 m). Con ello, también, se puede determinar la necesidad de entibación y agotamiento en las excavaciones durante la obra.

#### Coste y rendimiento

El coste de ejecución de una calicata es similar al de 2,0 m de sondeo en roca de dureza media.

El rendimiento medio es de 5 a 10 calicatas por día.

Ficha tipo

Profundidad	Columna Columna litográfica	Nivel freático	Descripción	Ensayos de laboratorio
				Granulometría
				Atterberg
				Proctor
				CBR

## G.3 Penetrómetros

Realización, profundidad máxima y resultados de un sondeo

### DESARROLLO

Un penetrómetro (*penetro* o *borro*) consiste en la introducción en el suelo, mediante golpes de martillo, de una tubería cerrada.

Se registran los golpes que es preciso dar para avanzar 20 cm. La sucesión de esta serie de golpes es el resultado del reconocimiento.

#### Resultados

De un penetrómetro se obtiene un registro continuo de golpes, cada 20 cm, hasta que:

- se alcanza la profundidad deseada de reconocimiento, o
- se encuentra un nivel duro en el que se produce rechazo, es decir que con 100 ó 150 golpes no se ha podido descender 20 cm.

Para interpretar los golpes obtenidos es fundamental conocer la naturaleza del terreno, por lo que es muy útil hacer una calicata próxima al penetro.

La obtención de los parámetros resistentes (cohesión y ángulo de rozamiento) a partir de estos resultados es labor de un técnico competente.

En el informe geotécnico debe figurar, de cada penetro, su registro, debiendo adjuntarse una fotografía del emplazamiento que sirva para localizar el penetro en la parcela.

#### Observaciones

En la ejecución habrá un técnico supervisor con experiencia y un operario de la máquina.

No es fácil alcanzar profundidades mayores de 15 ó 20 m.

Sólo se pueden realizar penetros en rocas blandas o suelos.

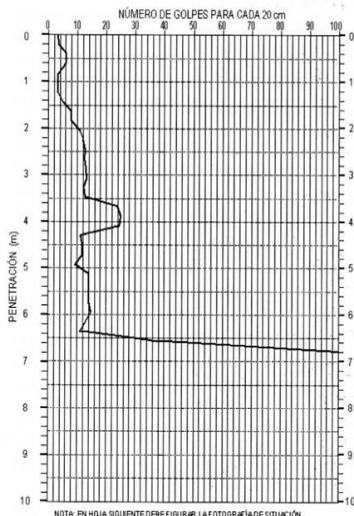
Es importante que en el informe se especifique si el rechazo está causado por un horizonte homogéneo o por una partícula dura y grande (lentejón).

Un horizonte, incluso de pequeño espesor, puede causar el rechazo, por tanto no se podrá asegurar nada de los horizontes subyacentes a éste a no ser que se disponga de información adicional.

#### Coste

El coste relativo de un penetrómetro es comparable al de 3,0 a 5,0 m de sondeo en roca de dureza media.

#### Ficha tipo



## G.4 Sondeos

### Realización y resultados de un sondeo

#### DESARROLLO

Un sondeo es una perforación realizada en el terreno. Los sondeos empleados para los estudios del terreno en obra civil y edificación se realizan con una tubería hueca. La tubería recoge la columna del terreno existente, que se denomina testigo y que es extraída cada 3,0 m de perforación.

Un sondeo de estas características puede alcanzar la profundidad que se desee, incluso kilómetros.

#### Resultados

De un sondeo se pueden obtener:

- Naturaleza, características y espesor de los distintos horizontes atravesados
- Posición del nivel freático
- Existencia de accidentes geológicos
- Medida de características físicas, entre otras:
  - permeabilidad
  - parámetros geotécnicos
- Estos datos se obtendrán si se hacen los oportunos ensayos *in situ* o sobre muestras inalteradas.

En el informe geotécnico debe figurar, de cada sondeo, la siguiente información:

- Fotografía del emplazamiento de la máquina que permita situar el sondeo en la parcela.
- Fotografías en color de las cajas en las que se ha depositado el testigo extraído (cada caja contiene 3 ó 5 m de testigo recuperado).
- Una ficha con los siguientes contenidos:
  - Situación del sondeo, con coordenadas x,y,z
  - Perfil del terreno (columna litológica)
  - Diámetro y tipo de perforación a cada profundidad
  - Presencia de agua indicando la profundidad, que debe ser medida por la mañana, antes de continuar la perforación
  - Porcentaje de recuperación de testigo, es decir:  
 $L_{\text{testigo}} / L_{\text{total}}$
  - Firma del técnico competente y del maquinista
  - Posición de las muestras tomadas y longitud de las mismas

• Otros ensayos específicos en función de que el material encontrado sea suelo o roca

#### Ejecución

En la ejecución habrá un técnico supervisor con experiencia y un grupo de operarios de la sonda, que normalmente está montada sobre camión (o en patines si el punto es de difícil acceso).

Cuando sea pertinente la realización de ensayos de laboratorio (casi siempre) se tomarán muestras inalteradas a profundidades prefijadas. Para ello es preciso extraer la batería de perforación y reintroducirla con un toma-muestras colocado en su interior. Es importante registrar la energía empleada en introducir el toma-muestras en el terreno (número de golpes). Las muestras, en terrenos arcillosos, pueden considerarse inalteradas si su toma es cuidadosa.

En terrenos arenosos las muestras están, siempre, alteradas.

Para garantizar poca alteración se deben utilizar toma-muestras de pared doble, o tipo Shelby en arcillas muy blandas, en lugar de los habituales de pared gruesa.

La ejecución del sondeo es difícil en gravas gruesas y bolos.

La perforación se realiza utilizando agua como refrigerante.

Los ensayos *in situ* que pueden hacerse se enumeran en la ficha G.5

#### Coste y rendimiento

El coste de 3,0 m de sondeo es aproximadamente igual al de una calicata.

Para planificar la campaña, el rendimiento a considerar es de 15 m por día.

## G.5 Ensayos *in situ* y de laboratorio

Ensayos *in situ* y de laboratorio que pueden efectuarse en las muestras de un reconocimiento

### DESARROLLO

#### Ensayos de laboratorio en muestras de calizatas

Las muestras procedentes de calizatas son muestras alteradas y la alteración es tanto de humedad como de resistencia. En ellas se puede hacer:

- Composición química (agresividad y solubilidad)
- Identificación
  - granulometría por tamizado
  - límites de Atterberg
  - equivalente de arena (en áridos)
- Compactable: Proctor Normal y Modificado (en conducciones o rellenos)
- Capacidad de soporte: CBR (en obras viarias)

#### Ensayos *in situ* en sondeos

Se pueden hacer:

- SPT
- Ensayos de permeabilidad
- Ensayos presiométricos

- *SPT (Standard Penetration Test)*

Consiste en la introducción de una tubería abierta mediante la percusión de un martillo.

En campo se registra el número de golpes necesarios para introducir la tubería 60 cm de longitud en el terreno, agrupando el número de golpes cada 15,0 cm. El resultado del SPT es el valor del número de golpes efectuados en los 30 cm centrales.

Este resultado es fundamental para la evaluación de los parámetros resistentes, especialmente en suelos arenosos, en los que es imposible tomar muestras inalteradas.

Si tras 100 golpes, la tubería no ha descendido 15 cm, el resultado es "rechazo". Es importante registrar la profundidad de penetración con esos 100 golpes. Como la tubería es abierta se recoge una muestra alterada para identificar el suelo.

- *Ensayos presiométricos*

Consisten en medir la resistencia del terreno y la presión aplicada al romper hidráulicamente el terreno a la profundidad deseada.

Es un ensayo de gran utilidad especialmente para el proyecto de cimentaciones pilotadas.

#### Ensayos de laboratorio de muestras de sondeos

- *En muestra inalterada*

- Composición química
- Identificación
  - granulometría por tamizado
  - límites de Atterberg
  - equivalente de arena (en áridos)

- Propiedades complementarias

- humedad natural
- densidades
- hinchamiento

- Resistencia: a compresión simple (RCS en materiales arcillosos)

- Deformabilidad: RCS con medida de deformaciones

- Resistencia:

- corte directo
- ensayo triaxial

- Consolidación: ensayo edométrico

- *En testigo parafinado (roca)*

- Resistencia:

- resistencia puntual (Franklin)
- resistencia a compresión simple (RCS)

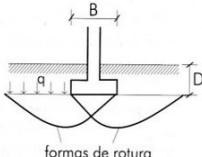
- Deformabilidad: RCS con medida de deformaciones

## G.6 Tensión admisible

Definición y obtención de la tensión admisible en zapatas

### DATOS

- Cohesión
  - a corto plazo ( $c$ ), si el terreno es arcilloso
  - a largo plazo ( $c'$ )
- Ángulo de rozamiento interno
  - a corto plazo ( $\varphi_i$ ), si el terreno es arcilloso
  - a largo plazo ( $\varphi'_i$ )
- Profundidad definitiva de cimentación ( $D$ )
- Dimensión aproximada de la zapata ( $B$ )
- Peso específico ( $\gamma$ )



### DESARROLLO

#### Carga de hundimiento o de rotura ( $q_u$ )

Es la tensión del terreno a la cual se produce una desorganización de la estructura del terreno y unas deformaciones tan importantes que éste no puede soportar las fuerzas transmitidas.

El mecanismo de rotura es uno de los dos indicados en la figura.

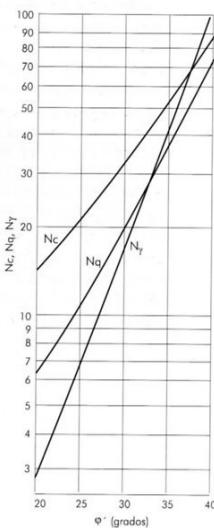
##### En zapatas aisladas

$$q_u = \left( 1,3c'N_c + \gamma DN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_{\gamma} \right) \left[ \times \frac{1}{10} \right]$$

##### En zapatas continuas

$$q_u = \left( c'N_c + \gamma DN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_{\gamma} \right) \left[ \times \frac{1}{10} \right]$$

$q_u$	[kg/cm <sup>2</sup> ]
$N_c, N_q, N_{\gamma}$	Se obtienen de la figura, en función del ángulo de rozamiento a largo plazo $\varphi'_i$ .
$c$	[T/m <sup>2</sup> ]
$\gamma$	[T/m <sup>3</sup> ]
$B, D$	[m]



En terrenos arcillosos, en los que las variables a corto y largo plazo son diferentes, habrá que hacer dos cálculos. Se tomará la menor de los cálculos a corto y a largo plazo.

#### Tensión admisible ( $\sigma_{adm}$ )

Es la presión máxima que cumple simultáneamente dos condiciones:

- tiene un coeficiente de seguridad frente a rotura entre 2 y 3.
- el asiento de la zapata es inferior a un valor máximo dado.

Las zapatas pequeñas suelen estar limitadas por la carga de hundimiento y las zapatas grandes por la condición de asiento máximo permitido.

##### Tensión admisible por condiciones de rotura

$$\sigma_{adm} = \frac{q_u}{\gamma_z} \quad \begin{matrix} \gamma_z \\ q_u \end{matrix} \quad \text{entre 2 y 3}$$

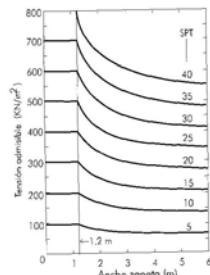
$\gamma_z$  entre 2 y 3  
q<sub>u</sub> carga de hundimiento

##### Tensión admisible por condiciones de asiento

La determinación del asiento es compleja. Hay que tener en cuenta, por ejemplo, que zapatas con una misma tensión de contacto pero diferente tamaño tienen asientos muy diferentes (a mayor tamaño, mayor asiento); o que en terrenos arcillosos el asiento a corto y largo plazo son muy diferentes (por la consolidación). Sin embargo, en terrenos que sean fundamentalmente granulares se puede garantizar un asiento total de 2,5 cm si se cumplen una serie de condiciones que se muestran en la figura.

Con este gráfico, conociendo el SPT y la dimensión de la zapata, se obtiene la tensión admisible por asiento de terrenos fundamentalmente granulares.

El valor del asiento de 2,5 cm puede considerarse suficiente para las cimentaciones más usuales. Los asientos diferenciales son mucho menores de 2,5 cm.



## G.7 Empujes. Definición

Definición de empujes del terreno sobre muros

### DATOS

- Ángulo de rozamiento interno ( $\varphi$ )

- Ángulo de rozamiento tierras-muro ( $\delta$ )

Como valor de  $\delta$  puede tomarse:

$$\delta = \frac{2}{3}\varphi$$

- Peso específico del terreno ( $\gamma$ )

### DESARROLLO

#### Introducción

Las tierras empujan hacia abajo con un valor igual a su peso, y en sentido horizontal con un valor proporcional al peso de las tierras.

El valor del empuje horizontal de las tierras del trasdós de un muro varía proporcionalmente con la altura. Es decir, la ley de empujes es lineal, siendo mínima en coronación y máxima en la base.

La expresión general del empuje horizontal ( $E$ ) a una profundidad  $H$  es, por tanto:

$$E = KyH$$

$E$	$[T/m^2]$
$K$	Coefficiente de empuje
$\gamma$	$[T/m^3]$
$H$	profundidad [m]

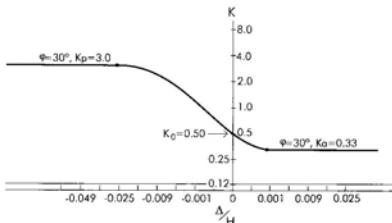
El coeficiente de empuje de las tierras varía con el comportamiento del muro que las sostiene. Más concretamente varía con los desplazamientos relativos entre el terreno y el muro, es decir:

- Si el muro es flexible y se "aleja" de las tierras el empuje se llama Activo.
- Si el muro empuja contra las tierras es decir que se "acerca", el empuje se llama Pasivo.
- Si el muro está fijo, por ejemplo porque está arrastrado, el empuje se llama Reposo.

Los valores del empuje son muy diferentes (hasta 10 veces) según se trate de uno u otro tipo. La forma de medirlo es mediante la deformación del muro y una idea de la variación se muestra en el gráfico, donde:



- las deformaciones ( $\Delta$ ) negativas indican que el muro empuja (Pasivo).
- las deformaciones ( $\Delta$ ) positivas indican que la tierra empuja (Activo).
- en los valores cercanos a  $\Delta=0$  se encuentran los valores del Reposo.



#### Empujes

Los empujes dependen de la deformación  $y$ , por tanto se puede tener un orden de magnitud del empuje si se conoce, de alguna forma, la deformabilidad de la coronación del muro.

##### Desplazamiento relativo entre el muro y el terreno

Como orden de magnitud, se puede utilizar la siguiente regla:

- El empuje activo se moviliza para desplazamientos positivos del muro (hacia fuera) del orden de milésimas de la altura:

$$\Delta > \frac{H}{1000}$$

Por tanto, se moviliza en muros de contención (en ménnsula).

- El empuje pasivo se moviliza para desplazamientos negativos del muro (hacia las tierras) del orden de centésimas de la altura:

$$\Delta > \frac{H}{100}$$

Por tanto, se moviliza en zonas de muros en las que existe un claro movimiento del muro hacia el terreno.

- El empuje al reposo se moviliza para desplazamientos intermedios entre ambos.

Por tanto, se moviliza en muros de sótano, es decir, coaccionados en coronación por un forjado.

## G.8 Empujes. Cálculo

Cálculo de empujes del terreno sobre muros.

### DESARROLLO

#### □ Empuje activo

La expresión general para calcular el coeficiente de empuje activo  $K_a$  es:

$$K_a = \frac{1 - \operatorname{sen}\varphi}{1 + \operatorname{sen}\varphi}$$

Para un valor típico de  $\varphi=30^\circ$ ;  $K_a=0,33$

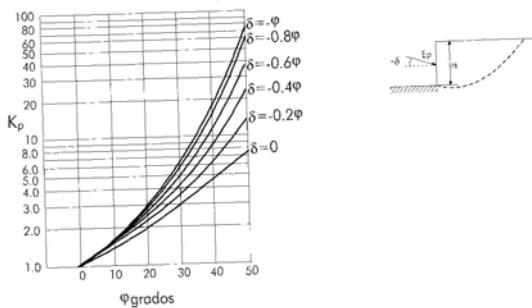
#### □ Empuje pasivo

La expresión general para calcular el coeficiente de empuje pasivo  $K_p$  (para  $\delta=0$ ) es:

$$K_p = \frac{1 + \operatorname{sen}\varphi}{1 - \operatorname{sen}\varphi}$$

Para un valor típico de  $\varphi=30^\circ$ ,  $K_p=3,00$

El valor del empuje pasivo aumenta a medida que aumenta el ángulo de rozamiento de las tierras con el muro ( $\delta$ ). Una estimación aproximada de dicho variación se puede ver en el gráfico.



#### □ Empuje al reposo

La expresión general para calcular el coeficiente de empuje al reposo  $K_0$  es:

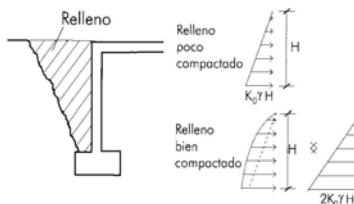
$$K_0 = 1 - \operatorname{sen}\varphi$$

Para un valor típico de  $\varphi=30^\circ$ ;  $K_0=0,50$

El valor del empuje al reposo puede verse muy influenciado por el nivel de compactación de las tierras del trasdós. En la figura se observa que debido a la compactación, los empujes aumentan mucho cerca de la coronación.

Para estimar este efecto, se puede suponer que el valor del empuje al reposo, corregido por compactación es:

$$K_0^c = 2K_0 = 2(1 - \operatorname{sen}\varphi)$$



Para evitar este incremento de empuje es conveniente realizar el relleno sin compactar energicamente en las inmediaciones del muro. Si no se especifica este hecho, debería considerarse este último valor de empuje al reposo.

**TABLA DE UNIDADES**

**GLOSARIO DE TÉRMINOS**

**BIBLIOGRAFÍA**

## TABLA DE UNIDADES

Se exponen las unidades tradicionales (MKS) y los factores de conversión al sistema internacional.

CONCEPTO	TRADICIONAL	S. I.
Tensión	1 kg/cm <sup>2</sup>	10 T/m <sup>2</sup>
Momento flector	1 mT	10 <sup>5</sup> cmkg
Axil, cortante, fuerza	1 T	1000 kg
Resistencia, módulo de elasticidad	1 kg/cm <sup>2</sup>	10 T/m <sup>2</sup>
		0,1 N/mm <sup>2</sup>
		MN/m <sup>2</sup>
		MPa
Acción puntual	1 T	1000 kg
Acción por unidad de longitud	1 T/m	1000 kg/m
Acción por unidad de superficie	1 T/m <sup>2</sup>	1000 kg/m <sup>2</sup>
Peso específico	1 T/m <sup>3</sup>	1000 kg/m <sup>3</sup>
		10 kN/m <sup>3</sup>

## GLOSARIO DE TÉRMINOS

$f_{ck}$	<i>Resistencia característica del hormigón.</i> Es un valor estadístico que garantiza que el 95% del hormigón colocado en obra tiene una resistencia superior a este valor. Este valor es el que sirve para definir el hormigón utilizado y debe ser comprobado en obra con el control de calidad. La unidad de $f_{ck}$ en la EHE es N/mm <sup>2</sup> .
$f_{cd}$	<i>Resistencia de cálculo del hormigón.</i> Es un valor minorado de la resistencia del hormigón. El coeficiente de minoración es 1,5, es decir: $f_{cd}=f_{ck}/1,5$ Este valor es el que se utiliza para los cálculos de proyecto.
$f_{yk}$	<i>Resistencia característica del acero de armar.</i> Es un valor estadístico que garantiza que el 95% del acero de armar suministrado a obra tiene una resistencia superior a este valor. Este valor es el que sirve para definir el acero utilizado y debe ser comprobado en obra con el control de calidad. La unidad de $f_{yk}$ en la EHE es N/mm <sup>2</sup> .
$f_{yd}$	<i>Resistencia de cálculo del acero de armar.</i> Es un valor minorado de la resistencia del acero. El coeficiente de minoración es 1,15; es decir: $f_{yd}=f_{yk}/1,15$ Este valor es el que se utiliza para los cálculos de proyecto.
$f_{yad}$	<i>Resistencia de cálculo del acero de armar en cortante.</i> Es el mínimo entre: $f_{yd}$ 4000 kg/cm <sup>2</sup>
$\gamma_f$	<i>Coeficiente de mayoración de acciones.</i> Las acciones deben mayorarse para tener en cuenta las incertidumbres que existen sobre ellas. En el cálculo es necesario mayorar las acciones, excepto cuando se calcula fisuración, flechas o vibraciones, por que son Estados de Servicio.
$\gamma_c$	<i>Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.</i> Se utiliza el valor de 1,5.

$\gamma_s$	<i>Coefficiente de minoración de la resistencia del acero de armar.</i> Se utiliza el valor de 1,15	
$M_k$	<i>Momento flector característico.</i> Obtenido con las acciones sin mayorar.	
$M_d$	<i>Momento flector de cálculo.</i> Obtenido con las acciones mayoradas.	
$M_u$	<i>Momento último.</i> Es el momento flector máximo resistido por una sección.	
$V_k$	<i>Cortante característico.</i> Obtenido con las acciones sin mayorar.	
$V_d$	<i>Cortante de cálculo.</i> Obtenido con las acciones mayoradas.	
$V_u$	<i>Cortante último.</i> Es el cortante máximo resistido por una sección.	
$N_k$	<i>Axil característico.</i> Obtenido con las acciones sin mayorar.	
$N_d$	<i>Axil de cálculo.</i> Obtenido con las acciones mayoradas.	
$N_u$	<i>Axil último.</i> Es el axil máximo resistido por una sección.	
$A_s$	<i>Área de armadura longitudinal.</i>	
$A_a$	<i>Área de armadura de cortante.</i>	
$\sigma_{adm}$	<i>Tensión admisible del terreno.</i>	
$W$	<i>Módulo resistente.</i> Es el cociente entre la inercia y la distancia al centro de gravedad de la fibra más alejada de la sección. En secciones simétricas, p.ej. doble T, esta distancia es la mitad del canto de la sección. Esta propiedad es muy utilizada en el cálculo de metálicas.	
		<i>Inercia de una sección.</i> Es el momento de inercia de la sección respecto del eje que pasa por el cdg.
		<i>Módulo de deformación longitudinal de un material.</i> Expresa la deformabilidad del material. A mayor módulo, menor deformabilidad.
		<i>Ebeltez de una pieza.</i> Indica la relación entre el lado y la longitud de una pieza.
		<i>Radio de giro de una sección.</i> Indica lo lejos o cerca que está la sección de su centro de gravedad.
		$K_0$ <i>Coefficiente de empuje al reposo</i>
		$K_p$ <i>Coefficiente de empuje pasivo</i>
		$K_a$ <i>Coefficiente de empuje activo</i>

## BIBLIOGRAFÍA

- 1.- EHE. Instrucción de hormigón estructural. Ministerio de Fomento.  
Secretaría General Técnica. 2<sup>a</sup> edición
- 2.- EH-91. Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras  
de hormigón armado y en masa. Ministerio de Obras Públicas, Trans-  
portes y Medio Ambiente. 8<sup>a</sup> edición
- 3.- Proyecto y cálculo de estructuras de hormigón. José Calavera.  
Tomas I y II. INTEMAC
- 4.- Cálculo de estructuras de cimentación. José Calavera  
4<sup>a</sup> edición. INTEMAC
- 5.- Muros de contención y muros de sótano. José Calavera  
3<sup>a</sup> edición. INTEMAC
- 6.- Curso aplicado de cimentaciones. José M<sup>a</sup> Rodríguez Ortiz,  
Jesús Serra Gesta, Carlos Oteo Mazo. 7<sup>a</sup> edición. COAM
- 7.- Prontuario. ENSIDESAS
- 8.- Manual de estructuras metálicas de edificios urbanos. Ramiro  
Rodríguez Borlado. CEDEX
- 9.- Estructuras metálicas. Fco. Quintero Moreno. Escuela de la Edificación
- 10.- Estructuras de madera. R. Álvarez Argüelles y F. Arriaga Martítegui  
AITIM
- 11.- Manual de ferralla. José Calavera, E. González Valle,  
J. Fernández Gómez, F. Valenciano. 4<sup>a</sup> edición. ANIFER
- 12.- Soil Mechanics. Manual de la Armada Estadounidense. NAVFAC DM-7.1
- 13.- Foundations and Earth Structures. Manual de la Armada Esta-  
dounidense. NAVFAC DM-7.2
- 14.- Acondicionamiento del terreno. Cimentaciones. Norma Tecnológica  
de la Edificación. Ministerio de Fomento

Este libro pretende que su lector, usualmente apresurado, tenga a mano un recordatorio de métodos sencillos que le ayuden a tener un orden de magnitud de algunos problemas estructurales.

Por tanto, se garantiza una aproximación al fenómeno, no un resultado exacto del mismo. Una

aproximación en la que el tiempo gastado es cincuenta veces menor que el utilizado en hacer un número más exacto, a cambio de admitir una pequeña desviación del resultado, siempre del lado de la seguridad.



CINTER  
DIVULGACIÓN TÉCNICA