

ANEJO Nº4

DISEÑO Y COMPROBACIÓN DE LA CIMENTACIÓN Y SUBESTRUCTURAS



■ ÍNDICE

<b>1. OBJETO DEL ANEJO .....</b>	<b>5</b>
<b>2. BASES DE CÁLCULO .....</b>	<b>5</b>
2.1 NORMATIVA .....	5
2.2 MATERIALES .....	5
2.3 ACCIONES .....	5
2.4 COMBINACIÓN DE ACCIONES .....	5
2.4.1 Comprobaciones geotécnicas .....	5
2.4.2 Comprobaciones estructurales .....	5
<b>3. COMPROBACIONES GEOTÉCNICAS .....</b>	<b>6</b>
3.1 COMPROBACIÓN FRENTE A HUNDIMIENTO .....	6
3.1.1 Cimentaciones superficiales .....	6
3.1.1.1 Presión de servicio .....	6
3.1.2 Cimentación profunda .....	6
3.1.2.1 Carga admisible .....	6
3.1.2.2 Diseño de la cimentación .....	8
3.1.2.3 Carga de servicio .....	8
3.1.2.4 Tope estructural .....	8
3.1.2.5 Carga útil .....	8
<b>4. COMPROBACIONES ESTRUCTURALES .....</b>	<b>9</b>
4.1 DISEÑO Y COMPROBACIÓN DE LOS PILOTES .....	9
4.1.1 Solicitaciones normales .....	9
4.1.2 Cortante .....	12
4.2 DISEÑO Y COMPROBACIÓN DEL ENCEPADO .....	12

4.2.1 Modelo de bielas y tirantes .....	12
4.2.2 Armadura principal .....	12
4.2.3 Armadura secundaria horizontal .....	13
4.2.4 Armadura secundaria vertical .....	13
<b>4.3 DISEÑO Y COMPROBACIÓN DE LAS PILAS DE LOS VANOS DE ACCESO .....</b>	<b>13</b>
4.3.1 Condicionantes .....	13
4.3.2 Pilas cilíndricas .....	14
4.3.2.1 Solicitaciones normales .....	14
4.3.2.2 Cortante .....	14
4.3.2.3 Fisuración .....	14
4.3.3 Pilas troncocónicas .....	14
4.3.3.1 Solicitaciones normales .....	14
4.3.3.2 Cortante .....	15
4.3.3.3 Fisuración .....	15
4.3.4 Pilas pórtico .....	15
4.3.4.1 Solicitaciones normales .....	15
4.3.4.2 Cortante .....	15
4.3.4.3 Fisuración .....	15
<b>5. BIBLIOGRAFÍA .....</b>	<b>16</b>



## 1. OBJETO DEL ANEJO

El presente anejo tiene por objetivo el diseño y comprobaciones geotécnicas y estructurales de las subestructuras de la pasarela, dentro de las cuales se encuentran las pilas de los vanos de acceso (las cimentaciones ya se encuentran ejecutadas, por lo que se realizará únicamente las comprobaciones geotécnicas) y la cimentación del pilono del vano principal.

## 2. BASES DE CÁLCULO

### 2.1 NORMATIVA

- Guía de cimentaciones en obras de carretera.
- Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera.
- Instrucción de hormigón estructural EHE-08

### 2.2 MATERIALES

#### a) Hormigón

El hormigón dispuesto en pilas y encepado consiste en un **HA-30/B/20/IIIa**, con las siguientes características mecánicas:

- Resistencia característica a compresión a 28 días:  $f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$
- Módulo de deformación:  $E_{cm} = 8.500 \cdot \sqrt[3]{f_{cm}} = 8.500 \cdot \sqrt[3]{f_{ck} + 8} = 28.576,8 \text{ N/mm}^2$
- Resistencia a tracción:  $f_{ct,k} = 0,21 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 2 \text{ N/mm}^2$
- Coeficiente de dilatación térmica:  $\alpha = 1 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$
- Densidad:  $\rho = 2.500 \text{ Kg/m}^3$

El hormigón con el que se han fabricado los pilotes consiste en un **HA-50/B/20/IIIa**, con las siguientes características mecánicas:

- Resistencia característica a compresión a 28 días:  $f_{ck} = 50 \text{ N/mm}^2$

- Módulo de deformación:  $E_{cm} = 8.500 \cdot \sqrt[3]{f_{cm}} = 8.500 \cdot \sqrt[3]{f_{ck} + 8} = 32902,45 \text{ N/mm}^2$
- Resistencia a tracción:  $f_{ct,k} = 0,21 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 2,85 \text{ N/mm}^2$
- Coeficiente de dilatación térmica:  $\alpha = 1 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$
- Densidad:  $\rho = 2.500 \text{ Kg/m}^3$

#### b) Acero pasivo

Se empleará un acero pasivo B 500 SD para armaduras, cuyas características mecánicas son:

- Límite elástico:  $f_{yk} \geq 500 \text{ N/mm}^2$
- Tensión de rotura:  $f_{uk} \geq 550 \text{ N/mm}^2$
- Módulo de elasticidad:  $E_s = 210.000 \text{ N/mm}^2$

### 2.3 ACCIONES

Las acciones que se van a considerar para definir las diferentes situaciones de proyecto, son las reacciones de los apoyos de las cimentaciones, que se obtienen en el ANEJO N°5. Dichas reacciones se obtienen de aplicar las acciones de la IAP-11, combinadas según el siguiente apartado.

### 2.4 COMBINACIÓN DE ACCIONES

#### 2.4.1 Comprobaciones geotécnicas

La metodología que se aplica en la comprobación geotécnica de cimentaciones, se denomina "*método de los coeficientes globales de seguridad*", y a diferencia del método de los coeficientes parciales, las acciones se combinan en su valor característico, tal y como se expone en el artículo 2.6 de la GCOC.

#### 2.4.2 Comprobaciones estructurales

La combinación de acciones para realizar las comprobaciones estructurales se realizará según el artículo 6.3 de la IAP-11 y el artículo 13 de la EHE-08, donde se define el valor de los coeficientes parciales de seguridad a emplear para cada acción, por su naturaleza, y los coeficientes de combinación para la comprobación en ELU y ELS según proceda.

### 3. COMPROBACIONES GEOTÉCNICAS

#### 3.1 COMPROBACIÓN FRENTE A HUNDIMIENTO

##### 3.1.1 Cimentaciones superficiales

De los datos aportados para el estudio geotécnico, se sabe que la presión admisible de las zapatas superficiales, para un factor de seguridad de 2,6, oscila entre 1,5 y 2 Kg/cm<sup>2</sup>.

Estas zapatas están conectadas a la cimentación del muro de contención de tierras de la rotonda superior, excepto las cimentaciones de las pilas pórtico (4R y 4S) y la cimentación de la pila simple cilíndrica (1R), las cuales tienen unas dimensiones considerables para disminuir la presión transmitida al terreno.

##### 3.1.1.1 Presión de servicio

Según el artículo 4.3.7 de la GCOC, la presión de servicio es el valor representativo de las presiones verticales que se producen para la combinación de acciones características (en situación persistente o transitoria).

$$P_{sv} = \frac{N}{A}$$

Siendo N la carga vertical que se transmite a cada cimentación y A su área.

Tabla 1 Presión de servicio de las cimentaciones superficiales

Cimentación	P <sub>sv</sub> [KPa]
1R	175
4R/4S	50
1S/3S	175
2R/2S	60

Como puede observarse en la tabla, la presión de servicio obtenida está dentro de los rangos admisibles.

##### 3.1.2 Cimentación profunda

##### 3.1.2.1 Carga admisible

Debido a que no existe ningún estrato con la suficiente capacidad portante como para definir la cota de apoyo de los pilotes, éstos se van a diseñar y a calcular como pilotes flotantes, cuya resistencia es principalmente por fuste. Así pues, la longitud de los mismos dependerá de las cargas que transmitan al terreno y de la carga de hundimiento.

Al tratarse de pilotes hincados, la carga de hundimiento se ha calculado según el apartado 5.10 de la Guía de Cimentaciones para Obras de Carretera.

Se ha obtenido la resistencia por punta, por fuste y la carga de hundimiento como suma de ambas, siendo la carga admisible el resultado de dividir esta última por un factor de seguridad que, para la combinación característica de las acciones, es de **2,6**.

Se han obtenido valores de la carga admisible para distintas dimensiones y longitud del pilote, los cuales se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 2 Carga admisible

Deq.[m]	Lpilote [m]	Qp [KN]	Qf [KN]	Qh [KN]	Qadm [KN]
0.11	5	203.7	83.0	287.0	111.0
0.11	10	374.7	254.2	629.0	242.0
0.11	14	360.8	369.3	731.0	282.0
0.17	14	795.9	554.0	1350.0	520.0
0.23	10	1440.3	508.3	1949.0	750.0
0.23	14	1386.5	738.7	2126.0	818.0

A continuación, se muestran los cálculos realizados de acuerdo con la GCOC para la comprobación frente a hundimiento de los pilotes diseñados.

### CÁLCULO DE LA CARGA DE HUNDIMIENTO (GCOC 5.10. )

#### PILOTES HINCADOS (GCOC 5.10.3.)

##### RESISTENCIA POR PUNTA (GCOC 5.10.2.5.1.)

qp,pilote hincado =	9002.0 KPa	carga de hundimiento unitaria por punta	
qp =	4501.0 KPa	carga de hundimiento unitaria por punta	
n =	2	factor corrector para pilotes hincados	
Nq* =	32.1	factor de capacidad de carga	
$\sigma'_{vo}$ =	140 KPa	presión vertical efectiva	
Nc* =	49.9	factor de capacidad de carga	
c =	0	cohesión	
$\Phi$ =	32 °	ángulo de rozamiento interno	
fd =	0.9	factor de forma	
Deq =	0.23 m	Diámetro equivalente lado L=	0.4

##### RESISTENCIA POR FUSTE (GCOC 5.10.2.5.2.)

NIVEL A -3,25 m			
tf,pilote hincado =	12.6		
tf =	14 KPa	resistencia unitaria por fuste	
m =	0.9	factor de corrección	
c =	5	cohesión	
Ko*tgδ =	0.3	Coef.empuje al reposo; rozam. Pil.-terr.	
$\sigma'_v$ =	30	30 KPa	presión vertical efectiva

##### NIVEL B -2,25 m (POR ENCIMA DEL NIVEL FREÁTICO)

tf,pilote hincado =	29.25		
tf =	32.5 KPa	resistencia unitaria por fuste	
m =	0.9	factor de corrección	
c =	10	cohesión	
Ko*tgδ =	0.3	Coef.empuje al reposo; rozam. Pil.-terr.	
$\sigma'_v$ =	75	75 KPa	presión vertical efectiva

##### NIVEL B -0,75 m (POR DEBAJO DEL NIVEL FREÁTICO)

tf,pilote hincado =	36		
tf =	40 KPa	resistencia unitaria por fuste	
m =	0.9	factor de corrección	
c =	10	cohesión	
Ko*tgδ =	0.3	Coef.empuje al reposo; rozam. Pil.-terr.	
$\sigma'_v$ =	100	100 KPa	presión vertical efectiva

##### NIVEL C -5,45 m (POR DEBAJO DEL NIVEL FREÁTICO)

tf,pilote hincado =	33.75		
tf =	37.5 KPa	resistencia unitaria por fuste	
m =	0.9	factor de corrección	
c =	0	cohesión	
Ko*tgδ =	0.3	Coef.empuje al reposo; rozam. Pil.-terr.	
$\sigma'_v$ =	125	125 KPa	presión vertical efectiva

##### NIVEL D -2,3 m (POR DEBAJO DEL NIVEL FREÁTICO)

tf,pilote hincado =	0		
tf =	66 KPa	resistencia unitaria por fuste	
m =	0	factor de corrección	
c =	15	cohesión	
Ko*tgδ =	0.3	Coef.empuje al reposo; rozam. Pil.-terr.	
$\sigma'_v$ =	142	170 KPa	presión vertical efectiva

##### CARGA DE HUNDIMIENTO

Qh =	1949 KN	carga de hundimiento	
Qp =	1440.3 KN	resistencia por punta	
Ap =	0.16 m2	área del pilote de lado L=	0.4
Qf =	508.3 KN	resistencia por fuste	
Per. =	1.6 m	Perímetro del pilote de lado L=	0.4

##### CARGA ADMISIBLE

Qadm =	750 KN	carga admisible	
F =	2.6	Factor de seguridad	

##### TOPE ESTRUCTURAL

Te =	2400 KN	Tope estructural	
Fe =	3.3	factor de seguridad	
$\sigma_k$ =	50000 KPa	resistencia a compresión simple	

##### CARGA ÚTIL

Qutil =	750 KN	carga útil	$Q_{sv} \leq Q_{util}$
---------	--------	------------	------------------------

### 3.1.2.2 Diseño de la cimentación

Se propone unas dimensiones para el encepado de **4 x 2,40 m** en planta y **1 m** de canto, con un total de **8 pilotes** de hormigón de sección cuadrada de **40 cm de lado** y **10 m** de longitud, distribuidos como se muestra en la siguiente figura:

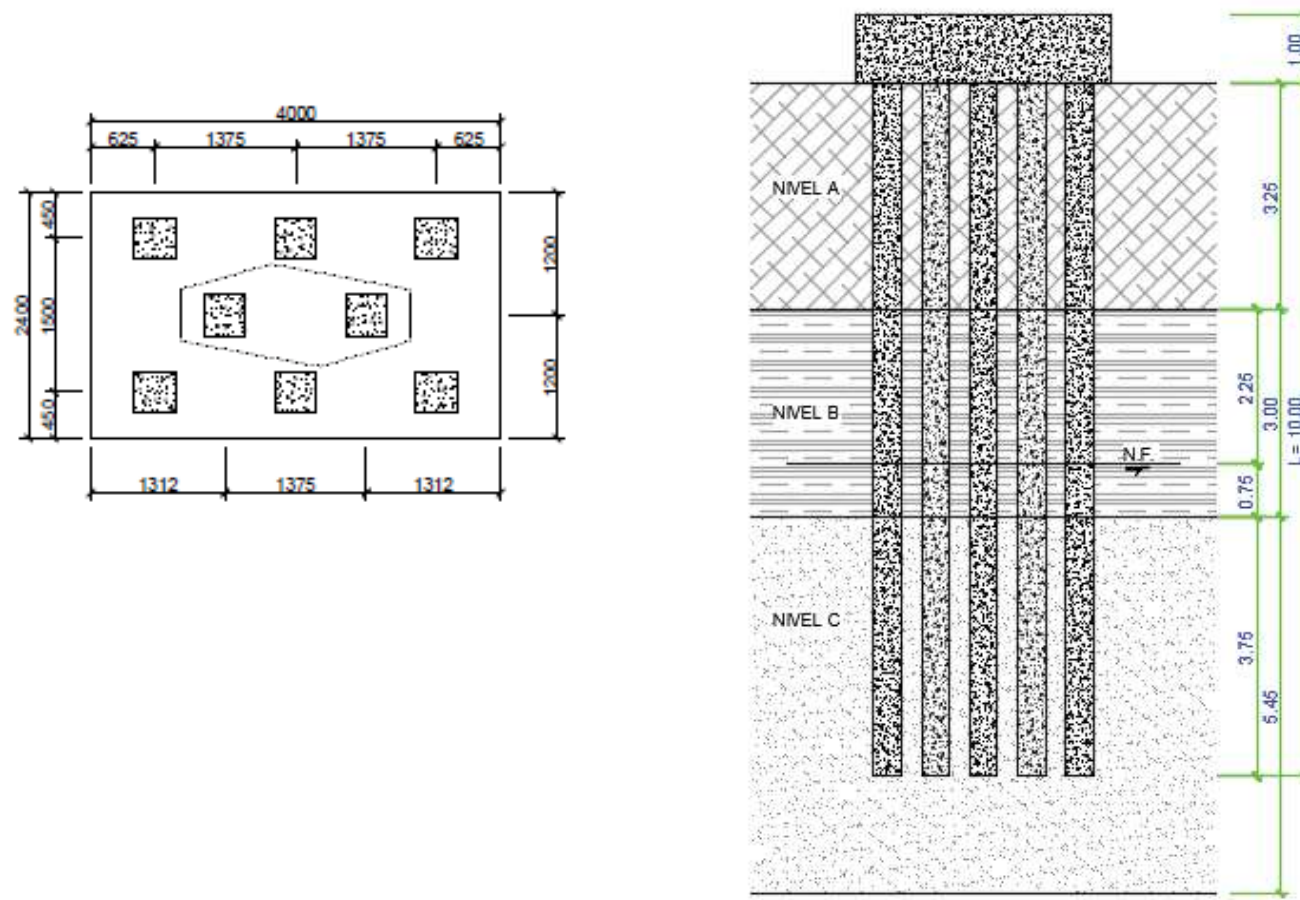


Figura 1 Dimensiones de la cimentación del pilono central

### 3.1.2.3 Carga de servicio

Según el artículo 5.9 de la GCOC, la carga de servicio se corresponde con la carga vertical que solicita el pilote más cargado para la combinación de acciones característica y en situación persistente o transitoria.

Realizando esta combinación en el modelo de cálculo del tramo central de la pasarela, se obtienen los siguientes esfuerzos en la base del pilono:

Tabla 3 Esfuerzos de cálculo en arranque de pilotes

Fz	3000 KN
Mx	920 KNm
My	800 KNm

La carga vertical (N) en el pilote más solicitado, según el artículo 5.7 de la GCOC es:

$$Y = 1,26 \text{ m}; X = 0,93 \text{ m}; \sum Y^2 = 4,3 \text{ m}^2; \sum X^2 = 7,6 \text{ m}^2$$

$$N = \frac{3000}{8} + 920 \cdot \frac{1,26}{4,3} + 800 \cdot \frac{0,93}{7,6} = 745 \text{ KN}$$

### 3.1.2.4 Tope estructural

Se define tope estructural como el máximo esfuerzo vertical de servicio asociada al pilote por su resistencia estructural.

Según el apartado 5.15.1 de la GCOC, el valor del tope estructural para pilotes hincados de hormigón armado se obtiene mediante la ecuación:

$$T_e = 0,3 \cdot f_{ck} \cdot A_p = 0,3 \cdot 50000 \cdot 0,16 = 2400 \text{ KN}$$

### 3.1.2.5 Carga útil

Por último, se define como carga útil el valor mínimo entre la carga admisible y el tope estructural, anteriormente calculados.



Para que el diseño de la cimentación satisfaga la comprobación frente a hundimiento, se debe cumplir que la carga de servicio no supere la carga útil, tal y como se expone a continuación:

$$Q_{sv} \leq Q_{util} = \min(Q_{adm}; T_e)$$

$$745 < 750 \text{ KN ok!}$$

Por tanto, la cimentación proyectada cumple la comprobación de hundimiento.

#### 4. COMPROBACIONES ESTRUCTURALES

##### 4.1 DISEÑO Y COMPROBACIÓN DE LOS PILOTES

El diseño y comprobación estructural de los pilotes se ha realizado en base al artículo 58.6 de la EHE-08, en el que se remite al artículo 54 de esta misma norma para su cálculo. Los pilotes, por tanto, se deben calcular como si de un soporte se tratase, con la salvedad de que el terreno impide de forma parcial o total el pandeo del mismo.

##### 4.1.1 Solicitaciones normales

El armado longitudinal de los pilotes se comprobará a partir del cálculo de un pilote aislado considerado empotrado en su base, para una longitud equivalente  $L'$ , y libre en su cabeza (encepado), donde se aplicarán las cargas, como se muestra en la figura 2.

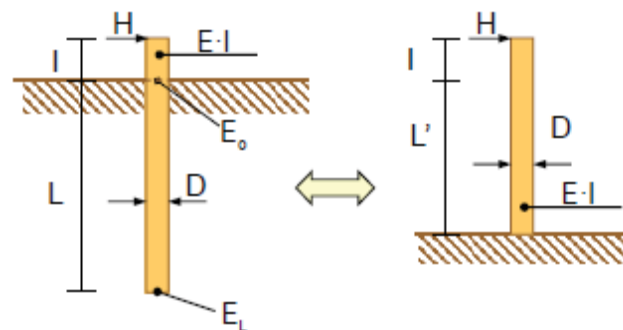


Figura 2 Esquema estructural de un pilote aislado. Fuente: Jiménez Salas, 1980

- $E_0$  y  $E_L$  se corresponden con el módulo de deformación del terreno en cabeza y final del pilote respectivamente, que, según el informe geotécnico, tienen un valor de 5,5 MPa y 29 MPa.

- $E I$  es el producto del módulo de deformación del hormigón por la inercia de la sección del pilote:

$$E \cdot I = 32902,45 E3 \cdot 2,13 E - 3 = 70082,22 \text{ KNm}^2$$

- $L'$  es la longitud efectiva del pilote, que vienen dada por la siguiente expresión:

$$L' = 1,2 \cdot f \cdot \sqrt[4]{\frac{E \cdot I}{\frac{E_L}{3}}} = 1,2 \cdot 1,5 \cdot \sqrt[4]{\frac{70082,22}{9666,67}} = 2,95 \text{ m}$$

Donde  $f$  es una función que depende del coeficiente  $E_0/E_L$

El momento máximo de servicio en la base (a una distancia  $L'$ ), se obtiene aplicando la siguiente expresión:

$$M_{max} = 1,1 \cdot \left[ m \cdot H \cdot \frac{L_g}{2} \right] = 1,1 \cdot \left[ 0,45 \cdot 22,5 \cdot \frac{5,31}{2} \right] \approx 30 \text{ KNm}$$

Donde

- $L_g$  es la longitud efectiva para un grupo de pilotes, resultado de multiplicar  $L'$  por un coeficiente de grupo, que se obtiene de la siguiente gráfica:

$$\frac{S}{L_e} = 0,69 / \sqrt[4]{\frac{70082,22}{9666,67}} \approx 0,5$$

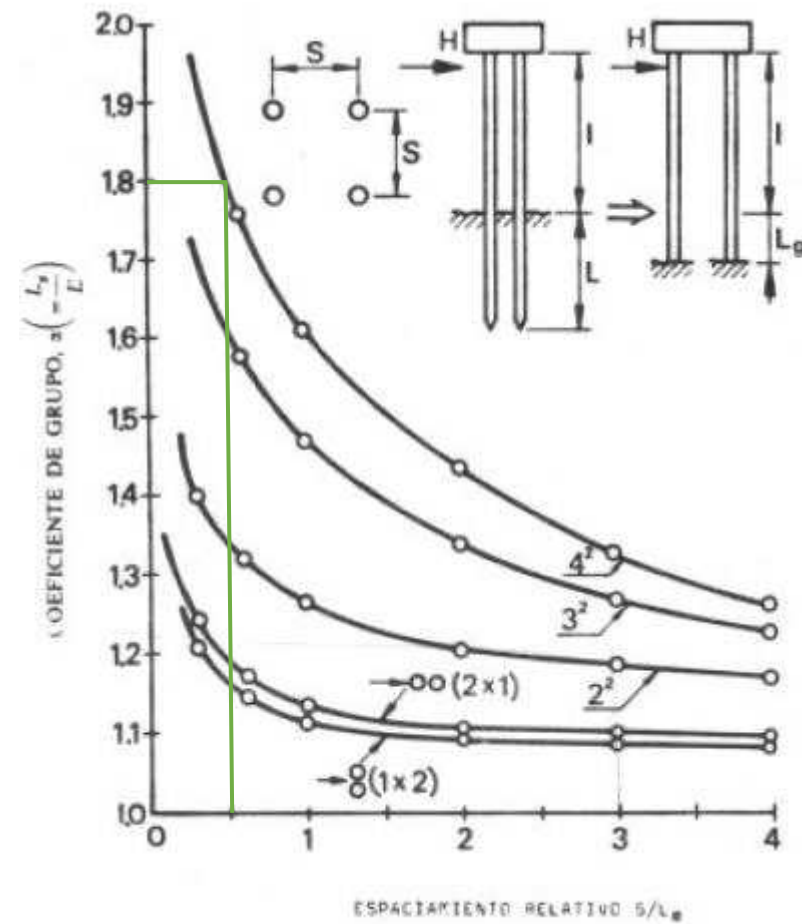


Figura 3 Factor de grupo. Fuente: Jiménez Salas 1980

Por tanto,  $\alpha = 1,8$  y  $L_g = \alpha \cdot L = 1,8 \cdot 2,95 = 5,31 \text{ m}$

- $m$  expresa la reducción del momento flector en el pilote en profundidad, el diagrama de la Figura 4.

$$\frac{I}{L_e} = \frac{0}{\sqrt[4]{\frac{70082,22}{9666,67}}} = 0$$

Por tanto,  $m = 0,45$

- $H$  es la carga horizontal que recibe cada pilote, obtenida de la reacción horizontal de la base del pilono dividido por el número de pilotes.

$$H = \frac{180}{8} = 22,5 \text{ KN}$$

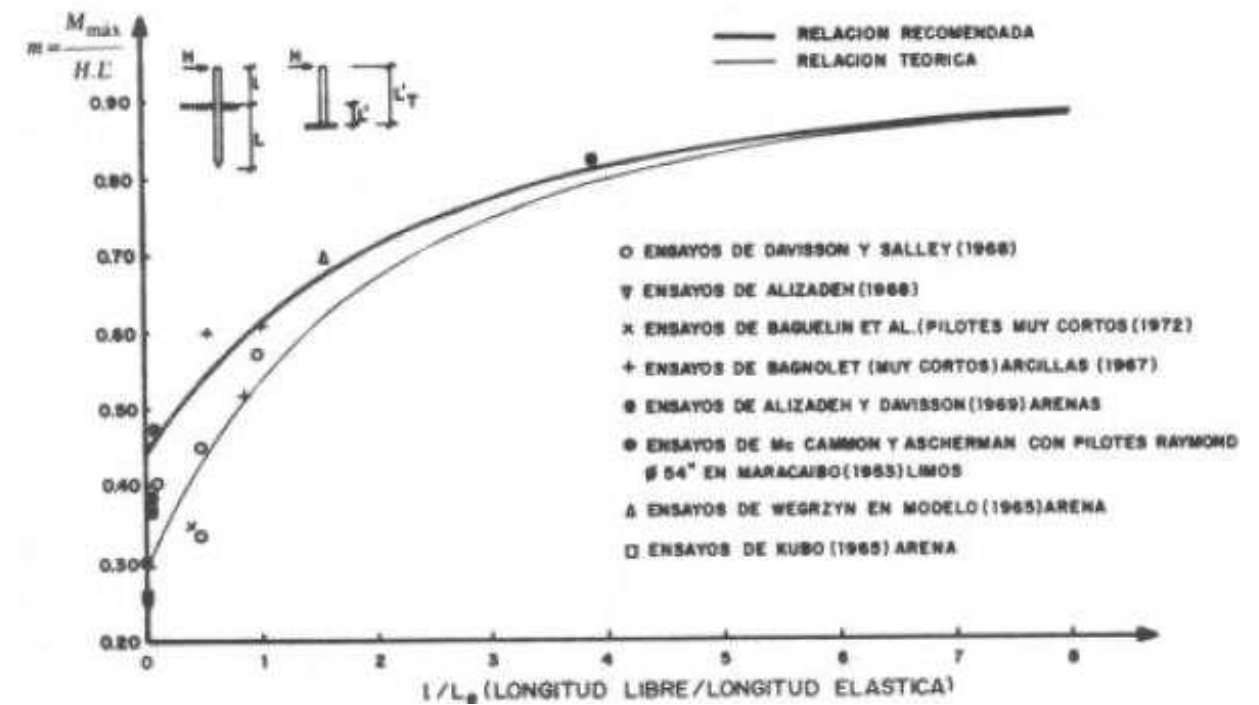


Figura 4 Diagrama para el cálculo del momento máximo de servicio. Fuente: Oteo 1973

Según el artículo 43.5.1 de la EHE-08, para soportes (pilotes en este caso) de sección y armadura constante, deberá dimensionarse la armadura de la sección para una excentricidad total de:

$$e_{tot} = e_e + e_a = 0,021 + 0,278 = 0,3 \text{ m}$$

Donde:

- $e_e$  es la excentricidad de primer orden definida por la expresión:

$$e_e = \frac{M_d}{N_d} = \frac{30}{1440} = 0,021 \text{ m}$$

Siendo  $N_d$  el axil de cálculo del pilote más desfavorable, que se obtiene según el artículo 5.7 de la GCOC:

$$N = \frac{4060}{8} + 2550 \cdot \frac{1,26}{4,3} + 1525 \cdot \frac{0,93}{7,6} = 1440 \text{ KN}$$

- $e_a$  es la excentricidad ficticia para tener en cuenta los efectos de segundo orden, obtenida mediante la siguiente expresión:

$$e_a = (1 + 0,12\beta)(\varepsilon_y + 0,0035) \frac{h + 20e_e}{h + 10e_e} \cdot \frac{l_0^2}{50i_c} = 0,278 \text{ m}$$

Siendo

- $\beta$  un factor de armado que, según la tabla 43.5.1 vale 1,5
- $\varepsilon_y$  la deformación del acero para una tensión igual a  $f_{yd}$ , por tanto,

$$\varepsilon_y = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{500/1,15}{200000} = 2,17E - 3 \text{ m}$$

- $H$  el canto de la sección, que en nuestro caso es 0,4 m
- $l_0$  la longitud de pandeo, en este caso  $l_0 = 2 \cdot L_g = 10,62 \text{ m}$  por tratarse de un pilote en ménsula
- $i_c$  el radio de giro de la sección, igual a  $i_c = \sqrt{I_c/h} = 0,073 \text{ m}^3$

Una vez calculada la excentricidad a la que actúa el esfuerzo axial de cálculo, se obtiene la armadura longitudinal del pilote a partir de un ábaco de interacción (Figura 5) obtenidos del libro de hormigón armado de Jiménez Montoya (basado en la EHE-08 y en el EC2).

$$\nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{1440}{0,16 \cdot \frac{50E3}{1,5}} = 0,27$$

$$\nu = \frac{N_d \cdot e_{TOT}}{A_c \cdot f_{cd} \cdot h} = \frac{1440 \cdot 0,3}{0,16 \cdot \frac{50E3}{1,5} \cdot 0,4} = 0,2025$$

Del ábaco se obtiene que  $\omega = 0,3$ , por lo que la armadura longitudinal obtenida es:

$$A_{TOT} = \omega \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,3 \cdot 0,16 \cdot \frac{50}{\frac{500}{1,15}} = 3,68E - 3 \text{ m}^2 = \mathbf{36,8 \text{ cm}^2}$$

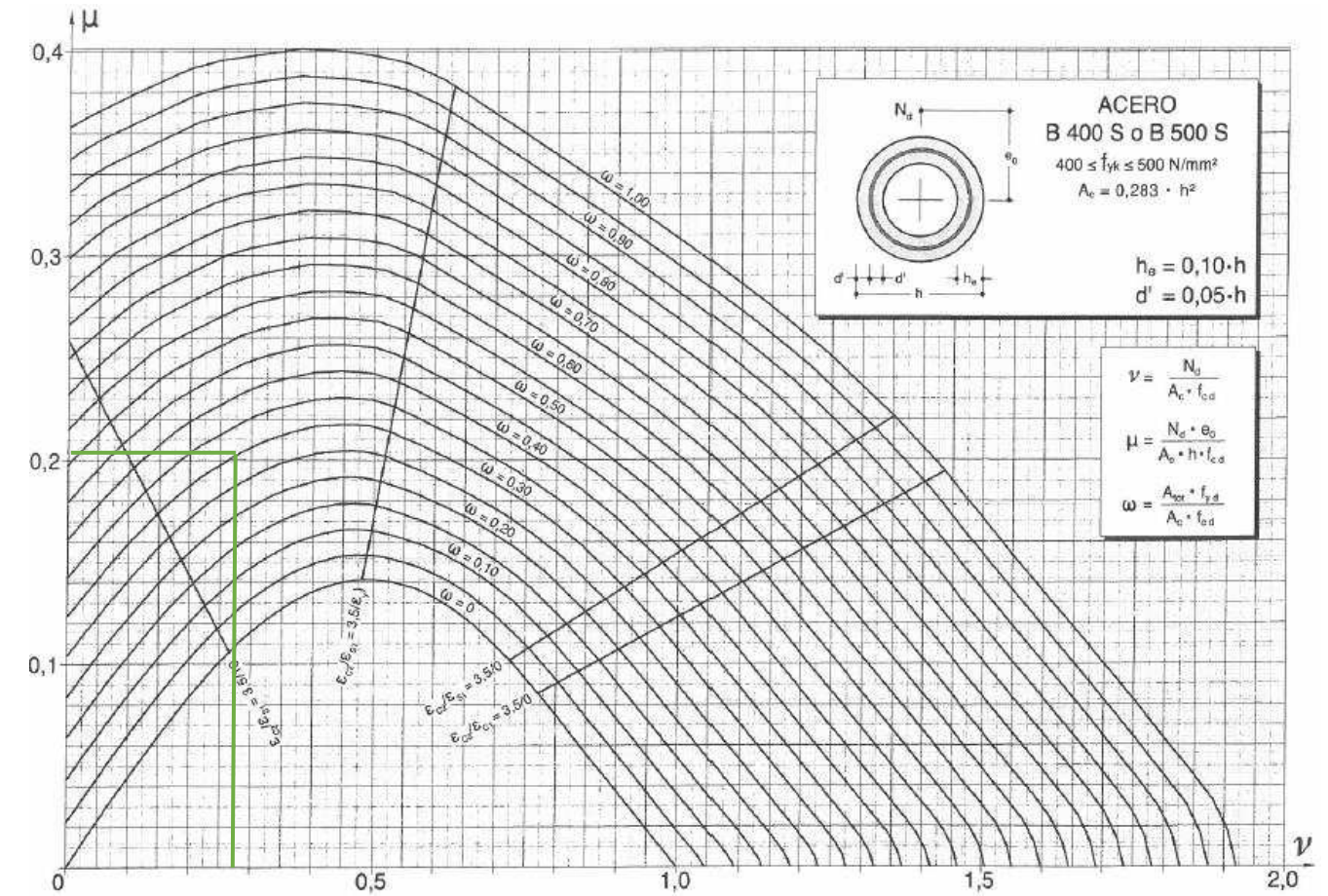


Figura 5 Ábacos adimensionales de interacción. Fuente: Jiménez Montoya Hormigón Armado

La armadura dispuesta en un pilote prefabricado de 40x40 tipo CK-400 consiste en 8 redondos del 20 más 8 redondos del 16, lo que hace una cuantía de **41,22 cm²**, superior a la exigida por cálculo, por tanto, cumple los requisitos.

Tabla 4 Comprobación de la armadura longitudinal

As,calc	Armadura	As,real
36,8 cm²	8Φ20 + 8Φ16	41,22 cm²

#### 4.1.2 Cortante

La armadura transversal se ha calculado según lo estipulado en el artículo 44 de la EHE-08, obteniéndose los siguientes resultados:

Tabla 5 Comprobación de la armadura transversal

Aa,calc	Armadura	Aa,real
5,43 cm <sup>2</sup> /m	2Φ6/10	6,22 cm <sup>2</sup> /m

En definitiva, tanto la armadura longitudinal como transversal normalizada de los pilotes prefabricados, cumple con los requisitos del cálculo.

### 4.2 DISEÑO Y COMPROBACIÓN DEL ENCEPADO

#### 4.2.1 Modelo de bielas y tirantes

Para la obtención del modelo de bielas y tirantes se ha dividido el encepado en dos mitades, estando cada una solicitada por las reacciones de cada fuste del pilono.

La armadura que se obtenga en la mitad del encepado se dispondrá simétrica en la otra mitad, para que el encepado trabaje en conjunto.

El modelo de bielas y tirantes se ha obtenido con el software de cálculo CYPECAD.

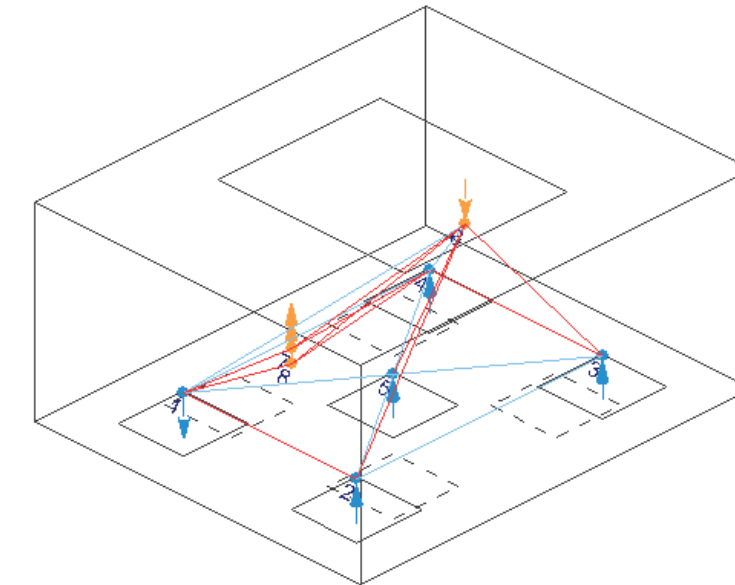


Figura 6 Modelo de bielas (en rojo) y tirantes (en azul) para la combinación de acciones en ELU

#### 4.2.2 Armadura principal

La armadura principal se ha calculado según el artículo 40.2 de la EHE-08, en el que se especifica que la tensión de cada tirante no debe superar su capacidad resistente de cálculo:

$$\sigma_{sd} \leq f_{yd}$$

$$\sigma_{sd} = \frac{F_s}{A_s}$$

Donde:

- $F_s$  es la tensión de cada tirante.
- $A_s$  es el área de la armadura principal dispuesta en cada tirante.

En la siguiente tabla se muestran los resultados obtenidos para cada tirante.



Tabla 6 Armadura principal del encepado

ELEMENTO	Fs [KN]	As,calc [cm2]	Armado	As,real [cm2]
1-5	594.79	14.87	10Φ16	20.10
2-3	294.54	7.36	10Φ25	49.08
2-5	680.18	17	10Φ16	20.10
3-5	765.96	19.15	10Φ16	20.10
4-1	1789.59	44.74	10Φ25	49.08
4-5	606.05	15.15	10Φ16	20.10

$$A_{st} \cdot f_{yd} \geq \frac{N_d}{1,5 \cdot n}$$

Siendo n el número de pilotes

Con una distribución de cercos del 6 cada 10 cm se cumple la anterior ecuación.

La armadura transversal se dispondrá "atando" las cabezas de los pilotes para resistir las tracciones debidas a la dispersión del campo de compresiones de las bielas que nacen de estos puntos.

### 4.3 DISEÑO Y COMPROBACIÓN DE LAS PILAS DE LOS VANOS DE ACCESO

#### 4.3.1 Condicionantes

Debido a que las cimentaciones de las pilas cilíndricas (C), pilas troncocónicas (TC) y las pilas pórticos (P) (estribos) ya se encuentran construidas, éstas cuentan con un armado de espera en su base que servirá de solape para la armadura de las pilas que se diseñan.

Las cuantías de las esperas son las siguientes:

Tabla 8 Esperas de las cimentaciones

BASE DE LA PILA	Pila	As,esperas
Circular	C y TC	16Φ25
Poligonal	P	20Φ25

#### 4.2.3 Armadura secundaria horizontal

Según el artículo 58.4.1.2.2.1 de la EHE-08, se dispondrá una armadura secundaria horizontal inferior no menor al 25% de la armadura principal dispuesta, y una superior no menor al 10% de ésta, a disponer uniformemente en cada dirección.

Tabla 7 Armadura secundaria horizontal

SECCIÓN	As,disp. [cm2]	Armado,inf	As,real,inf [cm2]	Armado,sup	As,real,sup [cm2]
Y-Y	98.16	Φ25/10	29.45	Φ12/25	11.31
X-X	40.20	Φ16/10	12.06	Φ12/25	11.31

#### 4.2.4 Armadura secundaria vertical

Según el artículo 58.4.1.2.2.2, se dispondrá una armadura secundaria vertical cuya capacidad mecánica total no sea inferior a:

Se han calculado los esfuerzos en las secciones de control A-A y B-B a partir de las reacciones de los apoyos de la superestructura para la combinación de acciones en ELU para dimensionamiento a rotura, y ELS para comprobaciones de servicio.

Se ha obtenido la cuantía de armado longitudinal según el artículo 42.3 de la EHE-08, y la armadura transversal De acuerdo con el artículo 44 de la EHE-08.

La comprobación del estado límite de fisuración se realiza, según el artículo 49 de la EHE-08.

Las limitaciones frente a la apertura de fisuras se definen en el apartado 5.1.1.2. En el caso que nos ocupa, la apertura máxima de fisuras bajo la combinación casi-permanente es de 0,2 mm.

#### 4.3.2 Pilas cilíndricas

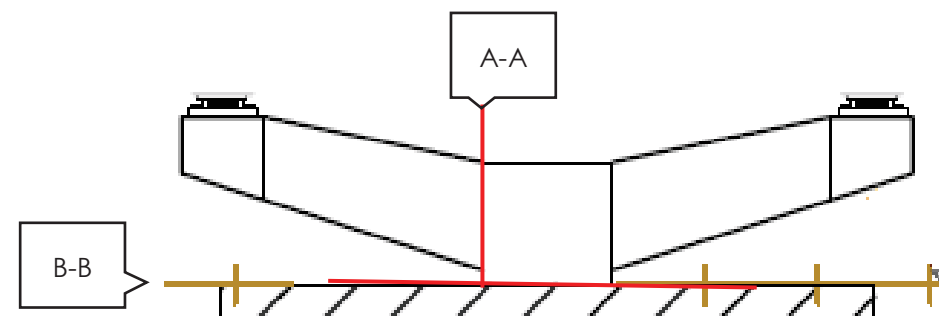


Figura 7 Pila cilíndrica tipo

##### 4.3.2.1 Solicitaciones normales

Tabla 9 Comprobación del armado longitudinal de la pila cilíndrica

SECCIÓN	As,calc [cm <sup>2</sup> ]	A`s,calc [cm <sup>2</sup> ]	As,disp	As,real [cm <sup>2</sup> ]	A`s,disp	A`s,real [cm <sup>2</sup> ]
A-A	55.5	2.8	7Φ32	56.30	7Φ16	14.7
B-B	10.76	3.23	8Φ25	39.27	8Φ25	39.27

##### 4.3.2.2 Cortante

Tabla 10 Armadura transversal de las pilas cilíndricas

SECCIÓN	Asa,calc [cm <sup>2</sup> /m]	Asa,disp	Asa,real [cm <sup>2</sup> /m]
A-A	20.9	Φ12/10	24.9
B-B	6	Φ8/15	7.7

##### 4.3.2.3 Fisuración

Tabla 11 Apertura de fisuras

SECCIÓN	Wk [mm]
A-A	0.17
B-B	0

#### 4.3.3 Pilas troncocónicas

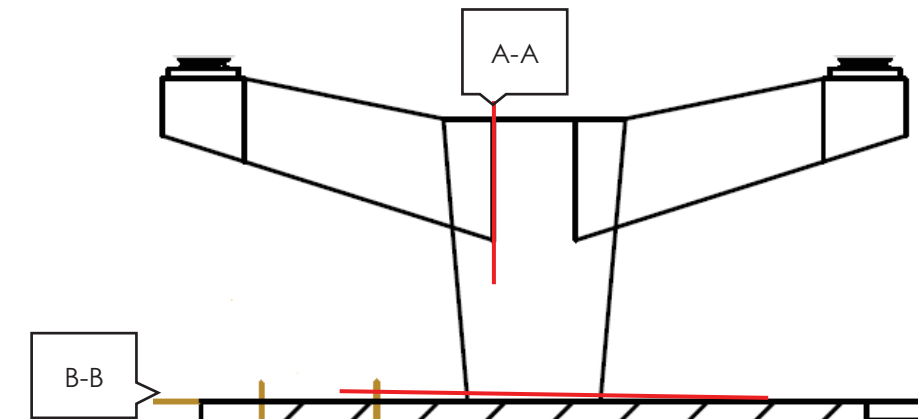


Figura 8 Pila troncocónica tipo

##### 4.3.3.1 Solicitaciones normales

Tabla 12 Comprobación del armado longitudinal de la pila troncocónica

SECCIÓN	As,calc [cm <sup>2</sup> ]	A`s,calc [cm <sup>2</sup> ]	As,disp	As,real [cm <sup>2</sup> ]	A`s,disp	A`s,real [cm <sup>2</sup> ]
A-A	53.3	4.87	7Φ32	56.30	7Φ16	14.7
B-B	36.80	3.23	8Φ25	39.27	8Φ25	39.27

#### 4.3.3.2 Cortante

Tabla 13 Armadura transversal de las pilas troncocónicas

SECCIÓN	Asa,calc [cm <sup>2</sup> /m]	Asa,disp	Asa,real [cm <sup>2</sup> /m]
A-A	23.6	Φ12/10	24.9
B-B	6	Φ8/15	7.7

#### 4.3.3.3 Fisuración

Tabla 14 Apertura de fisuras

SECCIÓN	Wk [mm]
A-A	0.14
B-B	0

#### 4.3.4 Pilas pórtico

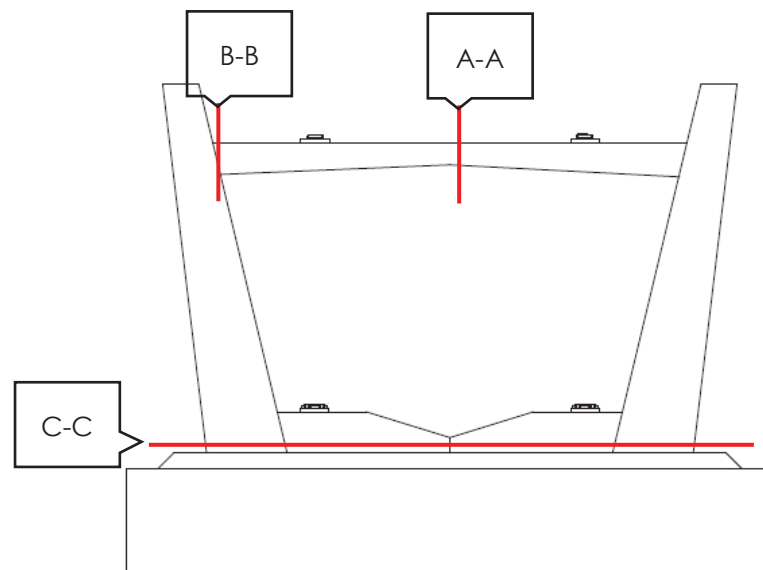


Figura 9 Pila pórtico

#### 4.3.4.1 Solicitaciones normales

Tabla 15 Comprobación del armado longitudinal de las pilas pórtico

SECCIÓN	As,calc [cm <sup>2</sup> ]	A`s,calc [cm <sup>2</sup> ]	As,disp	As,real [cm <sup>2</sup> ]	A`s,disp	A`s,real [cm <sup>2</sup> ]
A-A	43.7	2.13	9Φ25	44.18	5Φ25	24.54
B-B	54.7	5.25	5Φ25+4Φ32	56.71	5Φ25	24.54
C-C	24.63	7.39	8Φ25	39.27	4Φ25	19.63

#### 4.3.4.2 Cortante

Tabla 16 Armadura transversal de las pilas pórtico

SECCIÓN	Asa,calc [cm <sup>2</sup> /m]	Asa,disp	Asa,real [cm <sup>2</sup> /m]
A-A	8.2	2Φ12/20	13.6
B-B	56.4	5Φ12/10	62.2
C-C	8.2	2Φ8/10	11.1

#### 4.3.4.3 Fisuración

Tabla 17 Apertura de fisuras

SECCIÓN	Wk [mm]
A-A	0.13
B-B	0.19
C-C	0

## 5. BIBLIOGRAFÍA

---

- MINISTERIO DE FOMENTO (2008). *Instrucción de hormigón estructural EHE-08*. Madrid: Ministerio de fomento
- MINISTERIO DE FOMENTO (2011). *Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera IAP-11*. Madrid: Ministerio de fomento
- MINISTERIO DE FOMENTO (2009). *Guía de cimentaciones en obras de carretera*. Madrid: Ministerio de fomento
- RODIO KRONSA (2012). *Pilotes prefabricados CK y PCK*. Madrid: Rodio Kronsa