Determinaremos ahora la cuantía geométrica mínima de la zapata que, como ya dijimos anteriormente, es de aplicación la cuantía de vigas:

$$U_{cgm} = 0.33\ \%\cdot b\cdot h\cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_S}\cdot\frac{1}{1000} = 0.33\%\cdot 175\cdot 70\cdot\frac{4100}{1.15}\cdot\frac{1}{1000} = 144.1\ T$$

$U_s < U_{cgm} \Rightarrow$ Armaremos con U=144.1 T.

- Armadura longitudinal inferior:

13 redondos de $\varnothing$ 20= 145.6 T, separados 13.3 cm. ($\leq$ 30 cm).

Como recubrimiento en los laterales de la zapata dispondremos 7 cm.

$$\text{Longitud de anclaje (Posición I):}\begin{cases} > 10\cdot\phi \\ > 15\ \text{cm.} \\ > \frac{1}{3}\cdot l_b \end{cases}$$

Para barras en posición I:

$$l_b = m\cdot\varnothing^2 \geq \frac{f_{yk}}{20}\cdot\varnothing$$

donde:

- $\varnothing$ Diámetro de la barra en cm = 2 cm.
- m Coeficiente numérico en función del tipo de acero, en nuestro caso m=12.
- f_{yk} Límite elástico garantizado, en N/mm^2= 410 N/mm^2.

$$l_b = 12\cdot 2^2 \geq \frac{410}{20}\cdot 2 \Rightarrow l_b = 48\ \text{cm.}$$

La longitud neta de anclaje se define por:

$$l_{b,neta} = l_b\cdot\beta\cdot\frac{A_s}{A_{real}} = l_b\cdot\beta\cdot\frac{U_s}{U_{real}}$$

En nuestro caso: $\begin{cases} \beta = 0.7 \\ A_s = 144.1 \text{ T.} \\ A_{real} = 145.6 \text{ T.} \end{cases}$

Por tanto, la longitud de anclaje neta será:

$$l_{b,neta} = 33.25 \text{ cm} \Rightarrow 35 \text{ cm.}$$

– Armadura longitudinal superior (30 % de la consignada):

$$U = 30\% \cdot 144.1 = 43.23 \text{ T.}$$

8 redondos de $\varnothing$ 14=43.91 T, separados 22.8 cm ($\leq$ 30 cm).

Longitud de anclaje (Posición II):): $\begin{cases} > 10 \cdot \phi \\ > 15 \text{ cm.} \\ > \frac{1}{3} \cdot l_b \end{cases}$

Para barras en posición II:

$$l_b = 1.4 \cdot m \cdot \varnothing^2 \geq \frac{f_{yk}}{14} \cdot \varnothing$$

donde:

$\varnothing$ Diámetro de la barra en cm = 1.4 cm.

m Coeficiente numérico en función del tipo de acero, en nuestro caso m=12.

f_{yk} Límite elástico garantizado, en N/mm^2= 410 N/mm^2.

$$l_b = 1.4 \cdot 12 \cdot 1.4^2 \geq \frac{410}{14} \cdot 1.4 \Rightarrow l_b = 41 \text{ cm.}$$

La longitud neta de anclaje se define por:

$$l_{b,neta} = l_b \cdot \beta \cdot \frac{A_s}{A_{real}} = l_b \cdot \beta \cdot \frac{U_s}{U_{real}}$$

$$\text{En nuestro caso:} \begin{cases} \beta = 0.7 \\ A_s = 43.23 \text{ T.} \\ A_{real} = 43.91 \text{ T.} \end{cases}$$

Por tanto, la longitud de anclaje neta será:

$$l_{b,neta} = 28.26 \text{ cm.} \Rightarrow 30 \text{ cm.}$$

- **Cálculo a flexión transversal**

El tema no es tratado por ninguna Instrucción. Siguiendo las recomendaciones de J. Calavera (1991), L. López y J.A. López-Perales (1994) la pieza es de sección rectangular, una solución práctica es considerar unos voladizos virtuales AA`BB` en cada soporte con ancho el del soporte más dos cantos y considerar concentrada en su superficie toda la reacción del suelo correspondiente a ese soporte. El voladizo se arma a flexión tomando como luz la distancia desde su extremo a la cara del soporte y la armadura se comprueba a fisuración, adherencia y anclaje.

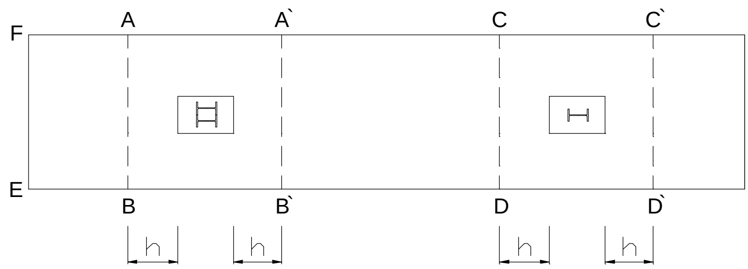


Figura 56

– Armado por cálculo a flexión en la cara inferior:

En sentido transversal, para el soporte izquierdo, que corresponde al soporte del pilar exterior del pórtico, con N = 18 T concentramos la flexión en un ancho AA\`=1+2·0.7=2.4 m.

La presión ficticia para el cálculo del momento es:

$$\sigma_t = \frac{N}{AB \cdot AA^{`}} = \frac{18}{1.75 \cdot 2.4} = 4.29 \ \text{T/m}^2.$$

$$M_{td} = \gamma_f \cdot \sigma_t \cdot \left(\frac{AB}{2} \cdot AA^{`} \right) \frac{AB}{2} = 1.6 \cdot 4.29 \cdot \frac{1.75^2}{4} \cdot 2.4 = 12.6 \, \text{T·m}.$$

Este momento exige, según la EHE:

U_S=14.1 T ⇒ 4 redondos de ∅12 separados 80 cm (> 30 cm).

La Norma exige que la separación entre redondos sea ≤ 30 cm por lo que, si adoptamos el mismo diámetro de redondos, ya que la EHE recomienda no emplear diámetros inferiores a éste, nos obligaría a poner 9∅12 bajo la superficie de anchura AA\`.

En las zonas centrales y en las del voladizo, es decir, las del tipo ABEF y A\`CDB\` se dispone como armadura la que cubre un momento igual al 20% del longitudinal correspondiente, es decir:

20%·31.04= 6.21 T·m.

Este momento exige según la EHE:

U_S=9.55 T/m ⇒ 3 redondos de ∅12 separados 33.3 cm (> 30 cm).

También es necesario aumentar el número de redondos pues la separación es mayor que 30 cm.

Como el número de redondos tanto en la zona bajo los soportes como en las zonas centrales y del voladizo hemos tenido que cuantificarlo por una separación máxima de 30 cm y adoptando un diámetro de redondo de 12 mm para el armado, la armadura adoptada por el cálculo a flexión será uniforme y, adoptando como recubrimiento en laterales 7 cm, compuesta por:

34 redondos de ∅12mm. separados 29.1 cm.

- Armado por cuantía mínima:

Si existen armaduras pasivas en compresión, como es nuestro caso, para poder tenerlas en cuenta en el cálculo será preciso que vayan sujetas por cercos o estribos, cuya separación sea igual o inferior a quince veces el diámetro de la barra comprimida más delgada y cuyo diámetro sea igual o superior a la cuarta parte del diámetro de la barra comprimida más gruesa.

$$\varnothing_t \geq 1/4 \cdot \varnothing_{max};$$
$$S_t \leq 15 \cdot \varnothing_{min}.$$

Para piezas comprimidas, en cualquier caso, S_t debe ser inferior que la dimensión menor del elemento y no mayor que 30 cm.

$$\varnothing_{max} = \varnothing_{min} = 14 \text{ mm.}$$

$$\varnothing_t = 14 \text{ mm} ;\ S_t \leq 15 \cdot 1.4 \Rightarrow S_t \leq 21 \text{ cm.}$$

Como la separación que habíamos adoptado para la armadura transversal en el armado por cálculo a flexión es superior a 21 cm hemos de variarla, adoptando como armadura transversal definitiva y a falta de ver si es necesario aumentarla por la comprobación a cortante:

47 cercos de ∅12 mm separados 20.9 cm.

1) Comprobación a cortante

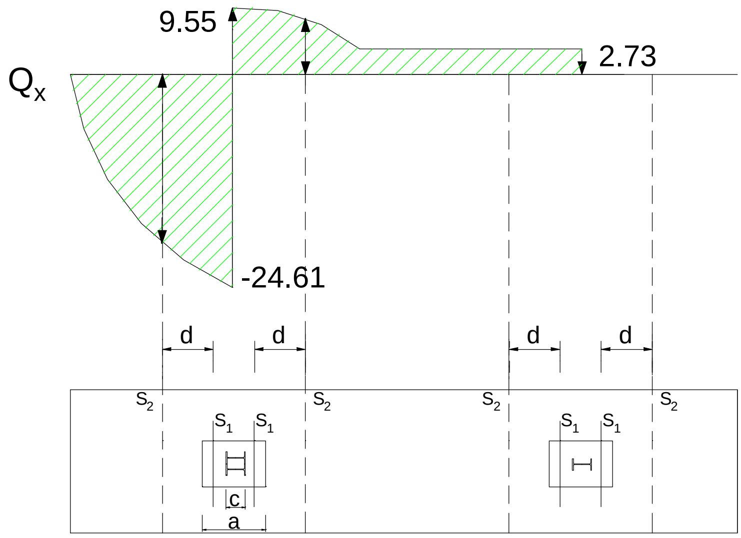


Figura 57

La comprobación a cortante se realiza como una pieza lineal comprobando el cortante en las secciones de referencia situadas a “d” sección de referencia S_1.

El esfuerzo cortante pésimo a “d” de la cara del soporte correspondería a la ley de esfuerzos cortantes para el primer tramo de la viga calculada anteriormente:

$$Q_x = 3.98 \cdot x^2 - 22.38 \cdot x$$

Donde la distancia “x” es la distancia desde el borde de la zapata a la sección de referencia “S_2”:

S_1 está situada a una distancia $\frac{a-c}{4}$ del borde de la placa.

$$\frac{a-c}{4} = \frac{100-50}{4} = 12.5 \text{ cm.}$$

S_1 estará a $50 - 12.5 = 37.5$ cm del eje del pilar por lo que S_2 lo estará:

$$37.5 + 65 = 102.5 \text{ cm.}$$

Por tanto:

$$x = 150 - 102.5 = 47.5 \text{ cm.}$$

Con lo que:

$$Q_x = 3.98 \cdot 0.475^2 - 22.38 \cdot 0.475 = -9.73 \text{ T.}$$

$$Q_{xd} = 1.6 \cdot 9.73 = 15.57 \text{ T.= 155.7 kN.}$$

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

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

Con f_{ck} expresado en N/mm^2.

Se trata de determinar si la contribución del hormigón es suficiente para soportar el esfuerzo cortante sin necesidad de armadura de cortante.

$$\varepsilon = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \quad \text{con d en mm.}$$

$$\varepsilon = 1 + \sqrt{\frac{200}{650}} = 1.56$$

ρ_1: Cuantía geométrica de la armadura longitudinal traccionada, pasiva y activa adherente, anclada a una distancia igual o mayor que “d” a partir de la sección de estudio.

$$\rho_1 = \frac{A_s}{B \cdot d} \leq 0.02$$

$$\rho_1 = \frac{4082 \text{ mm}}{1750 \text{ mm} \cdot 650 \text{ mm}} = 3.56 \cdot 10^{-3} \text{ .}$$

$$V_{cu} = 0.12 \cdot 1.56 \cdot (100 \cdot 3.56 \cdot 10^{-3} \cdot 25)^{1/3} \cdot 1750 \cdot 650 = 441.3 \text{ kN.}$$

$$441.3>155.72 \Rightarrow V_{cu} > Q_{xd}$$

No son, por tanto, necesarios los estribos por cálculo, por lo que no aumentaremos la armadura transversal con otros estribos.

2) Comprobación a punzonamiento

El estado límite último de punzonamiento es un estado que se alcanza por agotamiento de la pieza bajo tracciones debidas a tensiones tangenciales, motivada por una carga o reacción localizadas en una superficie pequeña de un elemento bidireccional de hormigón armado o pretensado. Se caracteriza por la formación de una superficie de fractura de forma tronco-piramidal, cuya directriz es el área cargada.

De acuerdo con EHE la superficie de punzonamiento, es equivalente a la de una superficie S_p de referencia, prismática, de directriz paralela al eje del pilar y cuyo contorno en planta está formado por rectas y arcos de circunferencia situados a una distancia 2d del borde de la placa, de acuerdo con lo que se indica en la Figura 58:

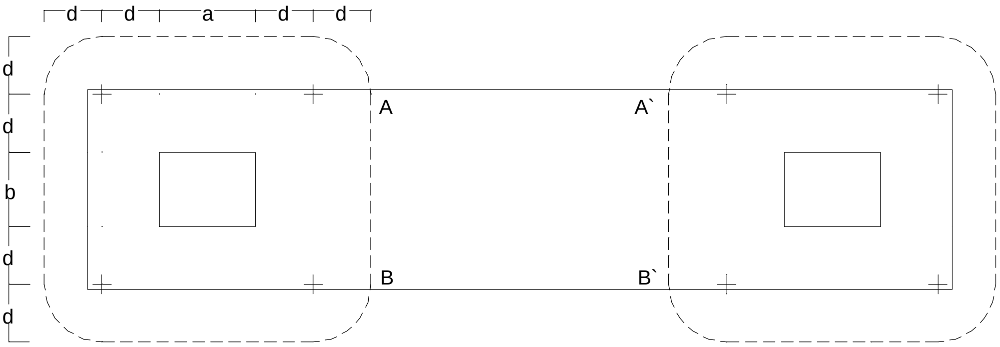


Figura 58

Es evidente que la superficie de perímetro crítico es una rotura diagonal plana AB (y A`B`), en este caso, no existe acción biaxil ni propiamente punzonamiento, sino que se trata de roturas por cortante, ya comprobadas en el apartado anterior.

3) Comprobación a fisuración

La comprobación general del Estado Límite de Fisuración por tracción consiste en satisfacer la siguiente inecuación:

$$W_k \leq W_{máx}$$

donde:

W_k = Abertura característica de fisura.

$W_{máx}$ = Abertura máxima definida por la EHE.

$$W_k = \beta \cdot s_m \cdot \varepsilon_{sm}$$

donde:

β	Coeficiente que relación la abertura media de fisura con el valor característico = 1.7
s_m	Separación media de fisuras, expresada en mm.

$$s_m = 2 \cdot c + 0.2 \cdot s + 0.4 \cdot k_1 \cdot \frac{\phi \cdot A_{c,eficaz}}{A_s}$$

c	Recubrimiento de Hormigón = 70 mm.
s	Distancia entre barras longitudinales = 134mm.
ε_{sm}	Alargamiento medio de las armaduras:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \left[1 - k_2 \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] \geq 0.4 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

K_1	Coeficiente que representa la influencia del diagrama de tracciones en la sección = 0.125
$\varnothing$	Diámetro de la barra traccionada más gruesa = 20 mm.
$A_{c,eficaz}$	Area de hormigón de la zona de recubrimiento = 306250 mm^2.
A_s	Sección total de las armaduras situadas en el área $A_{c,eficaz}$: A_s=4082 mm^2.

σ_s Tensión de servicio de la armadura pasiva en la hipótesis de sección fisurada.

$$\sigma_s = \frac{M_k}{0.8 \cdot d \cdot A_s}$$

M_k Momento para el que se realiza la comprobación del Estado Límite de Fisuración = 20.69 T·m.= 1925 kN·mm.

d Canto útil = 650 mm.

E_s Módulo de deformación longitudinal del acero = 210000 N/mm^2

K_2 Coeficiente de valor 0.5.

σ_{sr} Tensión de la armadura en la sección fisurada en el instante en que se fisura el hormigón.

$$\sigma_{sr} = \frac{b \cdot h^2}{6} \cdot \frac{f_{ct,m}}{0.9 \cdot d \cdot A_s} \quad \left\{ f_{ct,m} = 0.30 \cdot \sqrt[3]{f^2{}_{ck}} \text{ en } N/mm^2. \right\}$$

También puede determinarse directamente la razón $\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s}$ con la ecuación

$$\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} = \frac{f_{ct,m} \cdot b \cdot h^2}{M_k}$$

W_{max}: Para una exposición normal con alta humedad que corresponde a las cimentaciones y para hormigón armado, la Norma proporciona una abertura máxima de fisura de 0.3 mm.

Con todos los datos conocidos realizaremos el cálculo mediante Excel:

$W_k = 0.001 < 0.3 \Rightarrow$ ADMISIBLE

- **Armadura de piel**

En las vigas de canto superior a los 50 cm puede ocurrir que, si bien la armadura de tracción reparte la fisuración a su nivel, en zonas superiores se producen uniones de fisuras que constituyen los llamados “árboles de fisuras” de ancho bastante superior a las fisuras individuales. Si estos “árboles” afectan a los estribos, entrañan riesgo de corrosión.

Esto exige la disposición de una cierta armadura de alma. Esta armadura estará situada a una distancia h_w de la cara inferior de la zapata:

$$\mu = 0.045 \Rightarrow \omega = 0.045 \Rightarrow \frac{x}{d} = 0.107$$

$$d - x = d - 0.107 \cdot d = 0.893 \cdot d$$

Siguiendo las directrices marcadas por J. Calavera (1.999), una vez obtenido ω= 0.045 y d-x = 58.05 cm, la armadura del alma debe disponerse a :

$$h_w = 25 \text{ cm.}$$

Cumplirá:

- B= 1750 mm. $\Rightarrow \varnothing \geq$ 16mm.
- Hormigón H-25 $\Rightarrow$ Separación máxima de barras de la armadura de piel: 200 mm (Esta distancia será la máxima que separe también la armadura de tracción de la armadura de piel).

Dispondremos, por tanto, como armadura de piel:

2 redondos de $\varnothing$ 20 que distan 25 cm de la cara inferior de la zapata.

Como el recubrimiento adoptado es de 7 cm la separación entre las armaduras de tracción y de piel será inferior a 20 cm.

5.1.3. PIEZAS DE ATADO ENTRE ZAPATAS

Siempre es conveniente establecer un cierto atado entre zapatas que impida sus desplazamientos horizontales, por esta razón, además de para evitar el posible efecto torsor producido por el efecto de los pórticos del módulo de vestuarios en los pilares 2 y 12 y en los pilares 42 y 51, dispondremos vigas de atado entre pilares.

- Dimensiones de las piezas de atado:

La pieza para que no requiera comprobación a pandeo, debe tener una esbeltez (siendo “b” el lado menor de la sección de la viga):

$$\frac{l/2}{\sqrt{\frac{\frac{1}{12}\cdot a\cdot b^3}{a\cdot b}}}\leq 35$$

Lo que conduce a la condición:

$$b\geq\frac{l}{30}$$

Donde “l” es la luz libre entre caras de zapatas y la pieza se ha considerado empotrada en ambas zapatas.

En nuestro caso, la longitud libre entre caras de zapatas, que une los pilares 11 y 12 y los pilares 41 y 42 es de 9.43 m. Por tanto:

$$b\geq\frac{943}{30}\Rightarrow b\geq 31.4\ \text{cm.}$$

Por razones constructivas, si la pieza se hormigona sobre el terreno, el mínimo de ancho “a” viene condicionado por posibilidades físicas de excavación con retroexcavadora, con una anchura aproximada del cazo de 45 cm. Los recubrimientos en este caso serán de 7 cm lateralmente.

Debe disponerse una capa de hormigón de limpieza y excavarse el terreno con las mismas precauciones que el fondo de la zapata.

La armadura longitudinal de la pieza debe anclase a ambas zapatas una longitud igual a su longitud de anclaje a partir del eje del soporte, o solapada con la de la pieza adyacente.

Por tanto, en resumen de lo anteriormente expuesto, el esquema de las vigas de atado es el que se muestra en la figura 59.

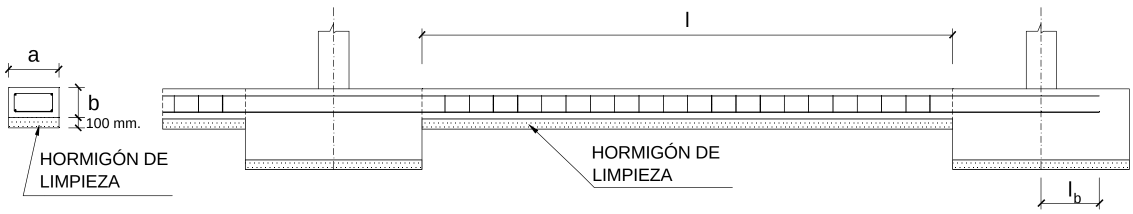


Figura 59

Adoptaremos como dimensiones de la viga:

a = 45 cm y b = 40 cm.

– Armadura longitudinal:

La armadura As debe cumplir las condiciones de cuantía mínima respecto a la sección de la pieza de atado.

$$A_{cgm} = \frac{3.3}{1000} \cdot b \cdot a = \frac{3.3}{1000} \cdot 45 \cdot 40 \Rightarrow A_{cgm} = 5.94 \ \text{cm}^2$$

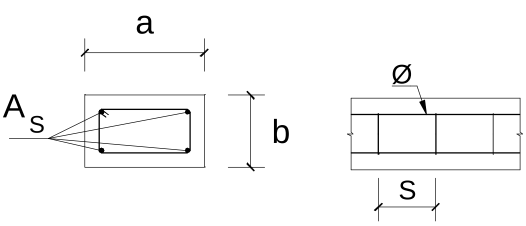
Adoptando un recubrimiento de 7 cm en los laterales es suficiente disponer dos barras ya que la separación de estas es ≤ 30 cm.

Dispondremos 2 barras de 20 mm de diámetro tanto en la cara superior como en la cara inferior de la viga de atado.

– Armadura transversal:

Dispondremos estribos de 16 mm de diámetro (superiores a la cuarta parte del diámetro de la barra comprimida más delgada) y que permite una mayor separación entre estribos.

- Separación entre estribos:



$$S \leq 0.85 \cdot a \Rightarrow S \leq 38.25 \text{ cm.}$$
$$S \leq 0.85 \cdot b \Rightarrow S \leq 34 \text{ cm.}$$
$$S \leq 30 \text{ cm.}$$
$$S \leq 15 \cdot \phi \Rightarrow S \leq 24 \text{ cm.}$$

Figura 60

Adoptaremos, por tanto, una separación entre estribos de 24 cm.

Tanto la zapata combinada como la viga de atado quedará detallado en los planos nº5 y nº6.

5.2. CALCULO DE ZAPATAS AISLADAS

Para el cálculo de zapatas aisladas hemos utilizado el "Software para Arquitectura e Ingeniería Cype Ingenieros", obteniendo los siguientes resultados:

- Pilares 1, 2, 11, 22, 25, 28, 31, 34, 37, 40, 41, 51 Zapata 140×140×70 cm.
- Pilares 20, 23, 26, 29, 32, 35, 38 Zapata 160×160×70 cm.
- Pilares 21, 24, 27, 30, 33, 36, 39 Zapata 150×150×70 cm.

Según queda detallado en el plano nº5.

6. CALCULO DE GRADERIOS

Para la construcción del graderío utilizaremos losas de hormigón armado que sean capaces de resistir una sobrecarga de uso de 400 kg/m mas su peso propio.

La longitud y anchura de las placas para cada uno de los graderíos serán las siguientes:

ANCHURA	NÚMERO DE PLACAS SEGÚN LA LONGITUD				
	4.58 m.	4.08 m.	3.25 m.	3 m.	2.6 m.
1.60 m.	4	4	-	-	2
0.85 m.	28	28	3	6	5
0.50 m.	28	28	2	4	4
0.40 m.	4	4	1	2	2
0.35 m.	4	4	1	2	2

Además, se dispondrán 96 escalones de dimensiones $1\times0.25\times0.25$, todo ello según la disposición detallada en los planos.

Las longitudes de las placas podrán ser 2 cm inferiores a las indicadas para su mayor facilidad de montaje.

Estas placas estarán apoyadas en un muro de fábrica de ladrillo hueco cuyo espesor calcularemos a continuación:

El espesor de un muro de fábrica de un pie de ladrillo hueco es de 25 cm por lo que comprobaremos si ese espesor es suficiente para soportar el graderío en el caso más desfavorable, que corresponde a un muro que ha de soportar el peso de dos placas de dimensiones $457.5\times85\times e$ cm con una sobrecarga de uso de 0.004 N/mm^2.

El espesor de las placas será el mínimo para que, según la EHE, no sea necesaria la comprobación de flechas.

Para una losa uni o bidireccional, simplemente apoyada y débilmente armada la relación canto/luz ha de ser igual o inferior a 20.

$$\text{Canto mínimo} \geq \frac{l}{20} = \frac{457.5}{20} \Rightarrow \text{canto mínimo} \geq 22.875 \text{ cm.} \Rightarrow e = 25 \text{ cm.}$$

El peso propio de la losa de hormigón armado será:

$$PP. \approx 2.5 \cdot 10^{-5} \text{ N/mm}^3 \cdot 250 \text{ mm.} \approx 6.25 \cdot 10^{-3} \text{ N/mm}^2.$$

Sumando una carga total aproximada de 0.01 N/mm^2.

La capacidad resistente del ladrillo hueco es:

$$\sigma_{adm.} = 0.75 \text{ N/mm}^2.$$

En la cual está incorporado:

- Coeficiente de mayoración de cargas de 1.6
- Coeficiente de minoración de resistencia de 2.5

$$\sigma_{adm.} \cdot \text{espesor}(e) \geq \text{carga}(q) \cdot \text{longitud soportada}(l)$$

$$e \geq \frac{0.01 \cdot 9000}{0.75} \Rightarrow e \geq 123 \text{ mm.}$$

$$250 \geq 123 \Rightarrow \text{ADMISIBLE}$$

Adoptaremos, por tanto, todos los muros que soportan los graderíos un pie de espesor.

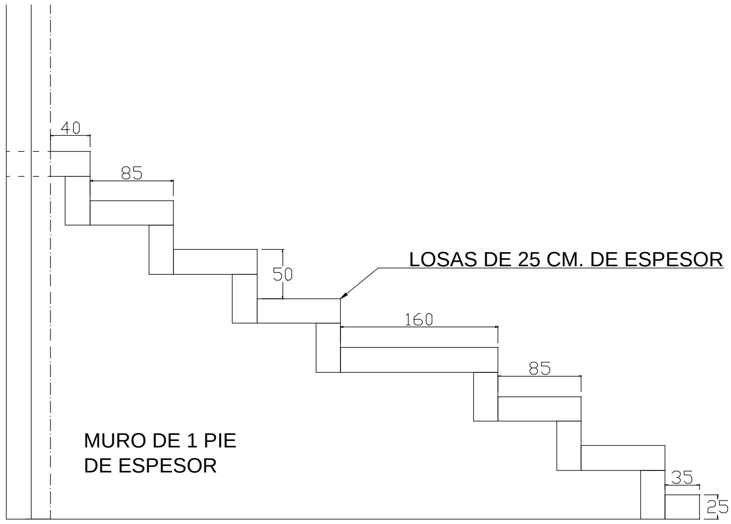


Figura 61

7. CALCULO DE LAS ESCALERAS DE ACCESO A LOS GRADERIOS

Las escaleras de acceso a los graderíos serán peldaños prefabricados sobre estructura metálica.

Según la NTE la carga que ha de soportar la escalera para edificios públicos será de 500 kg/m^2 más su peso propio.

La escalera tiene una anchura libre de 2.35 m, vence una altura de 1.75 m y cubre una longitud de 3 m Para ello dispondrá de escalones con 30 cm de huella y 15.9 cm de contrahuella.

El peso supuesto de estos escalones será de 375 kg/m^2, incluido el peso del angular en el borde del peldaño.

Suman, por tanto, una carga total aproximada para el cálculo de 875 kg/m^2.

Los escalones estarán sobre dos zancas de 3.6 m de longitud, compuestas por dos IPE apoyadas en una placa situada sobre la viga de atado que servirá de zapata de esta placa y en un pequeño pilar también IPE de 1.7 m de altura.

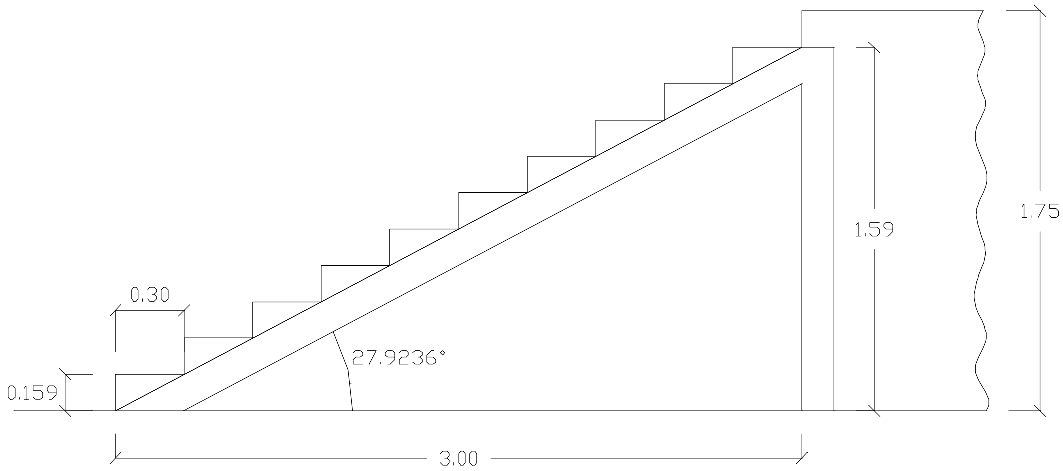


Figura 62

7.1. **CALCULO DE LA ZANCA**

7.1.1. CALCULO DE CARGAS

El ángulo que forma la zanca con la horizontal es de $\cong 28°$ y soporta una carga de:

$$q = 875 \cdot \frac{2.35}{2} = 1028.1 \text{ kg/m}$$

A la cual ha de sumarse el peso propio del perfil (IPE 160)

La carga uniforme provocará sobre la zanca dos tipos de solicitaciones:

- Carga perpendicular al eje de la viga:

$$P = (q + PP) \cdot \cos\ \alpha = (1028.1 + 15.8) \cdot \cos\ 28 \Rightarrow P = 921.7\ \text{kg/m}$$

– Carga paralela al eje de la viga:

$$N_0 = (q + PP) \cdot sen \ \alpha = (1028.1 + 15.8) \cdot sen \ 28 \Rightarrow N_0 = 490.1 \ kg/m$$

El momento máximo producido por la carga P será:

$$M_{Máx} = \frac{P \cdot l^2}{8} = \frac{921.7 \cdot 3.6^2}{8} \Rightarrow M_{máx} = 1493.2 \ kg \cdot m.$$

El esfuerzo axil provocado por la carga N_0 será:

$$N = N_0 \cdot l = 490.1 \cdot 3.6 = 1764.4 \ kg.$$

7.1.2. COMPROBACION A FLEXO-COMPRESION

La longitud equivalente de pandeo considerando la zanca como biapoyada coincide con la longitud real.

Esbeltez:

$$\lambda = \frac{l_e}{i_x} = \frac{316}{4.07} \Rightarrow \lambda = 77.6 \Rightarrow 77$$

Coeficiente ω de pandeo en función de la esbeltez = 1.46

Tensión máxima:

$$\sigma_{máx.} = \frac{N}{A} \cdot \omega + \frac{M}{W} = \frac{1764.4}{20.1} \cdot 1.46 + \frac{149320}{109} \Rightarrow \sigma_{máx.} = 1498.1 \ kg/cm^2$$

Comprobación:

$$\sigma_{máx.} \leq \sigma_{adm.} \Rightarrow 1498.1 \leq 1733 \Rightarrow \text{ADMISIBLE}$$

No reduciremos el perfil para evitar vibraciones y flecha que puedan afectar a las placas de hormigón.

7.1.3. PLACA

La placa tendrá unas dimensiones de 25×30×1.8 cm acartelada con cartelas de 12 mm para darle rigidez y cuatro pernos en total de diámetro 12 mm con el anclaje y disposición detallado en el plano nº5:

7.1.4. ZAPATA

Una de las zancas de cada una de las escaleras tendrá situada la placa sobre la viga de atado que le servirá de zapata y la otra zanca tendrá la placa sobre la zapata combinada, que, igualmente le servirá de zapata. Los detalles de colocación de las placas se encuentran en el plano nº5.

7.2. **CALCULO DEL PILAR DE LA ESCALERA**

7.2.1. CALCULO DE CARGAS

El pilar está empotrado en su base y libre en cabeza y soporta la reacción de la zanca:

$$R = \frac{914.9 * 3.6}{2} = 1646.8 \text{ kg.}$$

$$R_Y = R \cdot \operatorname{sen}\alpha = 1646.8 \cdot \operatorname{sen} 28 = 773.1 \text{ kg.}$$

$$R_z = R \cdot \cos\alpha = 1646.8 \cdot \cos 28 = 1454 \text{ kg.}$$

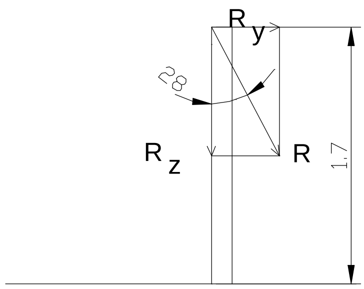


Figura 63

R_y provoca un momento en base de pilares de:

$$M = R_y \cdot l = 773.1 \cdot 170 = 131427 \text{ kg} \cdot \text{cm.}$$

El esfuerzo axil N será la suma de R_z + PP del perfil (IPE 160):

$$N = 1454 + 15.8 \cdot 1.7 = 1480.9 \text{ kg.}$$

7.2.2. COMPROBACION A FLEXO-COMPRESION

La longitud equivalente de pandeo considerándo el pilar como empotrado-libre será:

$$l_e = \beta \cdot l_g = 2 \cdot 1.7 \Rightarrow l_e = 3.4 \text{ m.}$$

- Esbeltez:

$$\lambda = \frac{l_e}{i_x} = \frac{340}{4.07} \Rightarrow \lambda = 83.5 \Rightarrow 84$$

- Coeficiente ω de pandeo en función de la esbeltez = 1.6
- Tensión máxima:

$$\sigma_{máx.} = \frac{N}{A} \cdot \omega + \frac{M}{W} = \frac{1454}{20.1} \cdot 1.6 + \frac{131427}{109} \Rightarrow \sigma_{máx.} = 1321.5 \text{ kg/cm}^2$$

- Comprobación:

$$\sigma_{máx.} \leq \sigma_{adm.} \Rightarrow 1321.5 \leq 1733 \Rightarrow \text{ ADMISIBLE}$$

7.2.3. PLACA

La placa tendrá unas dimensiones de 25×30×1.8 cm con cuatro pernos de anclaje en total de diámetro 12 mm con la longitud de anclaje y disposición detallado en los planos:

7.2.4. ZAPATA

La placa estará situada sobre una zapata de 50×50×50, armada en su parte inferior tanto longitudinal como transversalmente con 5 redondos de ∅16 mm según se detalla en los planos.