

$$10 < S < 30$$

Por tanto la armadura longitudinal está compuesta por 12 $f16$ separados 9.49 cm entre ejes.

Armadura transversal.

$$b' > a + 2 \cdot h = 600 + 2 \cdot 1000 = 2600 \text{ mm.}$$

Como supera la longitud de la zapata, distribuiremos la armadura transversal uniformemente.

$$\frac{2000 - 2 \cdot 70}{300} = 6.2 \rightarrow 7 \text{ Vanos} \Rightarrow 8 f16 \text{ mm}$$

Separación real entre ejes:

$$s = \frac{L - 2 \cdot r - n \cdot f}{(n - 1)} + f = \frac{2000 - 2 \cdot 70 - 8 \cdot 16}{(8 - 1)} + 16 = 263.4 \text{ mm} \approx 26.34 \text{ cm.}$$

Por tanto, como armadura transversal utilizará 8 $f16$ separados 26.34 cm entre ejes.

Anclajes

a) Armadura longitudinal

$$l_{b.neta} = b \cdot l_b \cdot \frac{A_s}{A_{s.real}}$$

$$A_{s.real} (11 f16) = 11 \cdot \frac{P(16)^2}{4} = 2211.7 \text{ mm}^2$$

$$l_b = m \cdot f^2 > \frac{f_{yk}}{20} \cdot f$$

En posición I:

$$\left. \begin{array}{l} 12 \cdot 1.6^2 = 30.72 \text{ cm} \\ \frac{410}{20} \cdot 1.6 = 32.8 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

$$l_b = 32.8 \text{ cm}$$

$$l_{b.neta} = 1 \cdot 32.8 \cdot \frac{2243}{2211.7} = 34 \text{ cm} \approx 340 \text{ mm}$$

$$\frac{L}{4} = 500\text{mm}$$

$$\frac{L}{4} - 70 = 500 - 70 = 430\text{mm} > l_{b.neta}$$

Por tanto prolongación recta.

b) Armadura transversal.

$$l_{b.neta,tr} = 0.6 \cdot l_{b.neta} = 0.6 \cdot 340 = 204\text{mm}$$

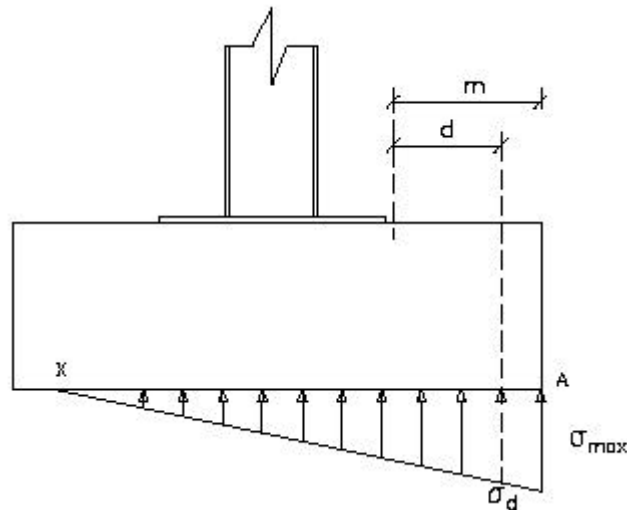
$$\frac{B}{4} = \frac{1200}{4} = 300$$

$$\frac{B}{4} - 70 = 230\text{mm} > l_{b.neta,tr}$$

Prolongación recta.

b.3. Comprobación a esfuerzo cortante.

En primer lugar, hemos de obtener la tensión que actúa en la sección de referencia (ód).



$$\frac{s_{máx}}{AX} = \frac{s_d}{AX - (m - d)}$$

$$\frac{0.151}{1.590} = \frac{s_d}{1.590 - (1.105 - 0.95)} \Rightarrow s_d = 0.34\text{N} / \text{mm}^2$$

$$V_d = g_f \cdot s \cdot B \cdot (m - d)$$

$$V_d = 1.6 \cdot (0.34) \cdot 1200(1105 - 950) = 101184.N$$

$$V_{cu} = \left[0.12 \cdot x \cdot (100 \cdot r_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \right] \cdot B \cdot d$$

$$x = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{950}} = 1.458$$

$$r_1 = \frac{A_{s.real}}{B \cdot d} \leq 0.02$$

$$r_1 = \frac{2211.7}{1200 \cdot 950} = 1.94\text{‰}$$

$$V_{cu} = \left[0.12 \cdot 1.458 \cdot (100 \cdot 0.00194 \cdot 25)^{\frac{1}{3}} \right] \cdot 1200 \cdot 950 = 337616.9N$$

$$V_d < V_{cu} \rightarrow \text{Admisible.}$$

b.4. Comprobación a fisuración

Para la comprobación a fisuración vamos a utilizar las tablas proporcionadas por el Eurocódigo EC-2, siempre y cuando cumplan las condiciones máximas de diámetro y separación entre barras.

$$s_s = \frac{T_d}{A_s} = \frac{122738}{2243.9} = 34.18 \text{ N/mm}^2$$

Con una tensión de servicio σ_s igual a 34.18 N/mm² obtenemos que el diámetro máximo permitido como armadura para no realizar la comprobación a fisuración es 32 mm, y en nuestro caso, como hemos empleado 16, en principio, no es necesaria la comprobación a fisuración.

La segunda comprobación nos exige una separación entre redondos inferior a 300 mm. Como ya habíamos calculado previamente, la separación entre redondos es de 124.5 mm, con lo que también se cumple esta condición, y por tanto es innecesaria la comprobación estricta a fisuración.

3.2.7.- Cálculo del muro hastial.

El muro hastial estará formado por pórticos metálicos construidos por pilares con una separación y altura variable.

3.2.7.1.- Cálculo de la jácena 1

Se proyecta un perfil IPN 120.

Perfil	Peso(kg/m ²)	Sección(cm ²)	W _x (cm ³)	W _y (cm ³)	i _x (cm)	i _y (cm)
IPN 120	11.2	14.2	54.7	7.41	4.81	1.23

a) Acciones

Acciones	
Peso cubierta.....	15 kg/m ²
Sobrecarga de nieve	60 kg/m ²
Sobrecarga de viento	0
Peso correas IPN 100.....	8.32 kg/m ²
Peso propio viga IPN 120.....	11.2 kg/m ²

El cálculo de la carga uniforme por metro lineal de viga debe realizarse teniendo en cuenta que sobre la jácena repercute la mitad de la cubierta existente entre la jácena y la cercha adyacente, separadas 5 m, debido a que es una viga que se encuentra en un extremo de la nave.

$$q = (60 + 15 + 8.32) \cdot 2.5 \cdot \cos 8.53^\circ + 11.2 = 217.1 \text{ Kg} / m$$

La viga estará montada en dos vanos, cada uno de 5.055 m.

$$M = \frac{1}{8} \cdot q \cdot l^2 = \frac{1}{8} \cdot 217.1 \cdot 5.055^2 = 693.12 \text{ Kg} \cdot m$$

$$s = \frac{M}{W_x} = \frac{683.12}{54.7} = 1276.5 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

Como $\sigma \leq \sigma_{adm}$, el perfil propuesto es admisible.

b) Comprobación a flecha

Para el cálculo de la flecha se adopta como tensión la producida por el momento máximo.

La flecha máxima admisible para vigas y viguetas de cubierta según la norma EA 95 es $l/250$, siendo l la longitud del vano.

$$f_{adm} = \frac{luz}{250} = \frac{5055}{250} = 20.22 \text{ mm}$$

Para calcular la flecha producida:

$$f = a \cdot \frac{s(\text{kg} / \text{mm}^2) \cdot l^2(\text{m}^2)}{h(\text{cm})}$$

$f = 0.415 \cdot \frac{14.37 \cdot 5.055^2}{12} = 12.7mm$ La flecha es menor que la admisible, por lo que el perfil propuesto es válido.

3.2.7.2.- Cálculo de la jácena 2

Se proyecta un perfil IPN 80.

Perfil	Peso(kg/m ²)	Sección(cm ²)	W _x (cm ³)	W _y (cm ³)	i _x (cm)	i _y (cm)
IPN 80	5.95	7.58	19.5	3	3.2	0.91

a) Acciones

Acciones	
Peso propio viga.....	5.95 kg/m
Peso panel de cerramiento.....	16.00 kg/m ²

La carga uniforme por metro lineal de viga debe realizarse teniendo en cuenta el peso propio del cerramiento que soporta la viga. La jácena está montada en un vano de 5 m de longitud, soportando una carga con forma triangular de altura 0.75 m.

$$q = 16.00Kg / m^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot 5m \cdot 0.75m = 30Kg / m$$

El momento máximo se obtiene resolviendo la ecuación del momento que produce dicha carga triangular.

$$M = R_A \cdot x - \frac{q \cdot x^3}{6 \cdot l}$$

Siendo R_A la reacción que produce la carga triangular en un extremo de la jácena, x el punto donde se produce el momento máximo y l la longitud del vano.

$$M = 15.84 \cdot 2.88 - \frac{30 \cdot 2.88^3}{6 \cdot 5} = 43Kg \cdot cm$$

$$s = \frac{M}{W_x} = \frac{4300}{19.5} = 221Kg / cm^2$$

Como $\sigma \leq \sigma_{adm}$, el perfil propuesto es admisible.

b) Comprobación a flecha

Para el cálculo de la flecha se adopta como tensión la producida por el momento máximo.

La flecha máxima admisible para vigas y viguetas que soportan muros de fábrica según la norma EA 95 es $l/500$, siendo l la longitud del vano.

La flecha admisible es:

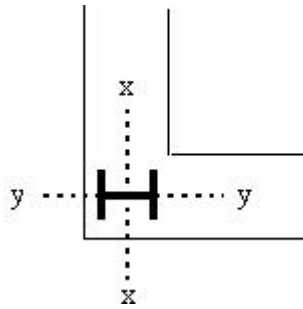
$$f_{adm} = \frac{luz}{500} = \frac{5000}{500} = 10\text{ mm}$$

Para calcular la flecha producida:

$$f = a \cdot \frac{s(\text{kg/mm}^2) \cdot l^2(\text{m}^2)}{h(\text{cm})}$$

$f = 1 \cdot \frac{1.563 \cdot 5^2}{8} = 4.88\text{ mm}$ Al ser la flecha menor que la admisible, el perfil calculado es admisible.

3.2.7.4.- Cálculo del pilar 2.



Se proyecta un perfil HEB 160

Perfil	Peso(kg/m ²)	Sección(cm ²)	W _x (cm ³)	W _y (cm ³)	i _x (cm)	i _y (cm)
HEB 160	42.6	54.3	311	111	6.78	4.05

a) Cálculo de la carga axial.

Este pilar soporta una superficie de cerramiento transversal de 2.5 m de ancho y 4 m de alto, más una parte triangular cuya altura máxima a 2.5 m del arranque de la cubierta es 2.5 m, por lo que se considerara un promedio de 0.1 m.

Acciones	
Carga uniforme de la jác.1	246.1 kg/m · 2,527 m 622.02 kg
Carga uniforme de la jác. 2	5,95 kg/m · 2,5 m 14.87 kg
Peso cerramiento	16 kg/m · 2,5 m 40.00 kg
Peso propio del pilar	42.6 kg/m · 9m 383.4 kg
Carga total	1061 kg

Adoptamos para el cálculo $N = 1100 \text{ kg}$.

b) Cálculo del momento flector máximo en la base del pilar

El pilar es empotrado en base y articulado en cabeza, en ambos sentidos, longitudinal y transversal.

El momento debido al viento:

$$p = \frac{2}{3} \cdot q = 52.67 \text{ kg/m}^2$$

q : Carga de viento sobre el edificio = 79 kg/m

a. En sentido longitudinal:

Teniendo en cuenta que la separación entre pilares del hastial es 5 m, se obtiene una carga uniforme de viento:

$$q = 52.67 \cdot 2.5 = 131.67 \text{ kg/m}$$

$$M_{\text{Máx}} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{131.67 \cdot 9^2}{8} = 1333.2 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{máximo.real}} = \frac{9}{128} \cdot q \cdot l^2 = \frac{9}{128} \cdot 131.67 \cdot 9^2 = 750 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

b. En sentido transversal.

Hemos de tener en cuenta la separación entre los pilares en sentido longitudinal.

$$q = 52.67 \cdot 2.5 = 131.67 \text{ kg/m}$$

$$M_{\text{Máx}} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{131.67 \cdot 9^2}{8} = 1333.2 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Sentido longitudinal (indesplazable)

Resistencia:

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_y}{W_y} = \frac{1100 \text{ kg}}{54.3 \text{ cm}^2} + \frac{133320 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{111 \text{ cm}^3} = 1222 \text{ kg/cm}^2 < 1733 \text{ kg/cm}^2$$

Pandeo:

$$\ddot{\epsilon}_x = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{\hat{a} \cdot l}{i_y} = \frac{0.7 \cdot 900}{4.05} = 155 \cdot \ddot{u} = 4.2$$

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_{0.4.y}}{W_y} = \frac{1100 \text{ kg}}{54.3 \text{ m}^2} \cdot 4.2 + \frac{75000 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{111} = 761 \text{ kg/cm}^2 ; \ddot{U}_{adm} = 1733 \text{ kg/cm}^2$$

Sentido transversal (desplazable)

Resistencia:

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_x}{W_x} = \frac{1100 \text{ kg}}{54.3 \text{ cm}^2} + \frac{133320 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{311 \text{ cm}^3} = 449 \text{ kg/cm}^2 < 1733 \text{ kg/cm}^2$$

Pandeo:

$$\ddot{e}_x = \frac{l_{kx}}{i_x} = \frac{\hat{a} \cdot l}{i_x} = \frac{0.7 \cdot 900}{6.78} = 93 \cdot \ddot{u} = 1.81$$

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_x}{W_x} = \frac{1100\text{kg}}{54.3\text{m}^2} \cdot 1.81 + \frac{133320\text{kg} \cdot \text{cm}}{311} = 466\text{kg/cm}^2 \quad ; \ddot{\sigma}_{adm} = 1733\text{kg/cm}^2$$

c) Cálculo del esfuerzo cortante máximo en la base del pilar.

El esfuerzo cortante en la base del pilar es:

$$Q_{\max} = \frac{5}{8} \cdot q \cdot \frac{s}{2} \cdot h = \frac{5}{8} \cdot 52.67\text{kg/m}^2 \cdot \frac{5\text{m}}{2} \cdot 9\text{m} = 741\text{Kg}$$

siendo:

- s: separación entre cerchas 5 m
- h: altura del pilar 9 m
- p: presión del viento a barlovento 52.67 kg/m²

3.2.7.5.- Cálculo de la placa de anclaje del pilar 2

- Carga axial del pilar N = 1100 kg
- Momento máximo en la base M = 1 333.2 kg·m
- Excentricidad: $e = \frac{M}{N} = \frac{133320\text{cm}}{1100\text{kg}} = 122\text{cm}$
- Predimensionado de la placa: a × b = 40 × 40 cm

$$\frac{a}{6} = \frac{40\text{cm}}{6} = 6.67\text{cm} < e \Rightarrow \text{Flexión compuesta}$$

• Parámetros fundamentales.

□ Tracción de la placa

$$T = \frac{N \cdot f}{s}$$

siendo:

$$\left. \begin{array}{l} - g = 0,1 \cdot a = 0,1 \cdot 40 = 4\text{cm} \\ - g = 0,15 \cdot a = 0,15 \cdot 40 = 6\text{cm} \end{array} \right\} \text{ Adoptamos } g = 5\text{ cm}$$

$$s = \frac{7}{8}a \quad g = 30\text{cm}$$

$$f = e \quad \frac{3}{8}a = 122 \quad \frac{3}{8}40 = 107\text{cm}$$

$$T = \frac{1100\text{kg} \cdot 107\text{cm}}{30\text{cm}} = 3924\text{kg}$$

□ **Compresión de la placa**

$$R = \frac{N(s+f)}{s} = \frac{1100\text{kg}(30+122)\text{cm}}{30\text{cm}} = 5574\text{kg}.$$

□ **Tensión a la que se somete el hormigón de las zapatas**

$$\sigma_{ch} = \frac{R}{\frac{a}{4} \cdot b} = \frac{5574\text{kg}}{\frac{40\text{cm}}{4} \cdot 40\text{cm}} = 13.82\text{kg/cm}^2 \quad \checkmark \sigma_{adm.H}$$

$$\sigma_{admH} = \frac{f_{ck}}{\tilde{\alpha}_c \cdot \tilde{\alpha}_f} = \frac{250}{1.5 \cdot 1.6} = 104.17\text{kg/cm}^2$$

$\sigma_{ch} < \sigma_{admH}$ son admisibles.

□ **El momento flector máximo**

De la placa en el borde del pilar será:

$$M_c = \frac{s_{ch} \cdot a \cdot b}{4} \left(\frac{3 \cdot a}{8} - \frac{c}{2} \right) = \frac{13.82\text{kg/cm}^2 \cdot 40\text{cm} \cdot 40\text{cm}}{4} \left(\frac{3 \cdot 40\text{cm}}{8} - \frac{16}{2} \right) = 38696\text{kg} \cdot \text{cm}$$

Siendo c el canto del pilar en la dirección donde actúa el momento.

□ **El espesor de la placa**

$$t = \sqrt{\frac{6 \cdot M}{b \cdot s_{adm}}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 38696\text{kg} \cdot \text{cm}}{40\text{cm} \cdot 1733\text{kg/cm}^2}} = 1.83\text{cm}$$

Desdoblamos la placa en dos y aumentamos las dimensiones de la placa inferior, dando 1 cm más a cada lado, para facilitar la soldadura con la placa inferior. Tendremos entonces:

-Placa superior de 10mm y de 40x40 cm.

-Placa inferior de 10 mm y de 42x42 cm.

□ Comprobación de la compatibilidad de soldaduras

Pieza	Espesor (mm)	Garganta a:	
		Valor máximo(mm)	Valor mínimo(mm)
<i>Ala HEB 160</i>	13	9.0	4.5
<i>Alma HEB 160</i>	8	5.5	3.0
<i>Placa superior</i>	10	7.0	4.0
<i>Placa inferior</i>	10	7.0	4.0

Todas las piezas son soldables, por consiguiente, la comprobación es satisfactoria.

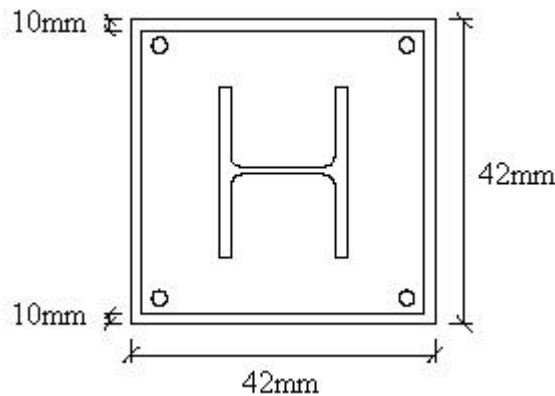
□ Diámetro y posición de los redondos de anclaje

$$T = n \cdot \frac{p \cdot f^2}{4} \cdot s_u$$

$$s_u [B - 400s] = \frac{4000}{1.15} = 3478.3 \text{kp/cm}^2$$

$$4458 = n \cdot \frac{p \cdot f^2}{4} \cdot \frac{4000}{1.15}$$

Si $f = 20\text{mm}$ $n = \frac{4458 \cdot 4 \cdot 1.15}{p \cdot 4000 \cdot 20^2} = 1 \rightarrow 2f20$



□ Longitud de anclaje de los pernos

Los redondos serán corrugados y con terminación en gancho. La longitud de anclaje l_b será:

$$l_b = m_1 \cdot f^2 \leq \frac{f_{yk}}{20} f$$

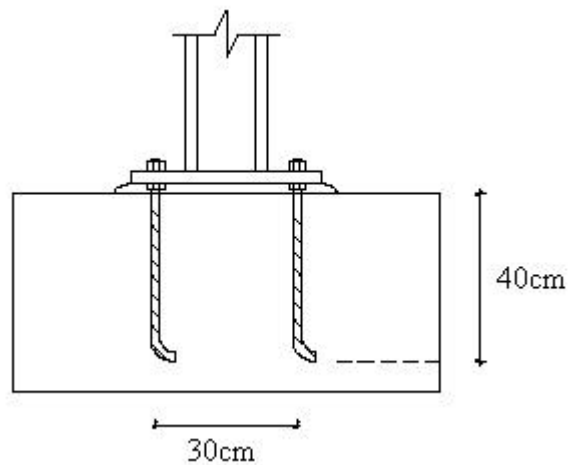
Al ser acero B 400S y hormigón H-25, $m = 12$

$$\left. \begin{aligned} 12 \cdot 2^2 &= 48 \\ \frac{400}{20} \cdot 2 &= 40 \end{aligned} \right\}$$

$$l_b = 48$$

Terminación en patilla:

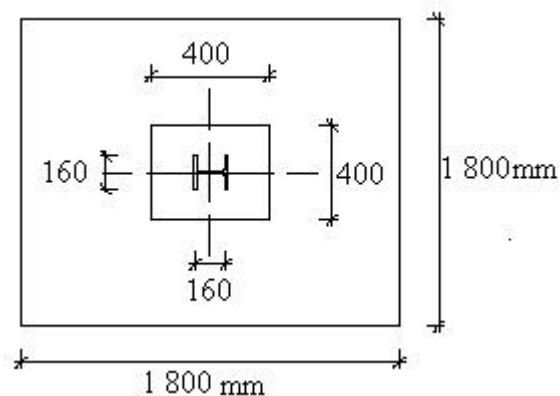
$$0.7 \cdot l_b = 0.7 \cdot 48 = 33.6 \text{ cm Adoptamos como mínimo } 40 \text{ cm.}$$



3.2.7.6.- Cálculo de la zapata 2.

La zapata se dimensiona con 1.8 m de largo, en la dirección perpendicular al eje longitudinal de la nave, 1.8 m de ancho y 1 m de canto. Dado que el pilar es metálico, no existirá material de relleno por encima de la zapata, sino que irá a ras del suelo.

Los datos del terreno, hormigón y coeficientes de ponderación son los mismos que en el caso anterior



A.-Comprobación de la estabilidad estructural

a) **Cargas en la base del pilar:**

$$N_o = 11.00 \text{ kN} \quad M_o = 13.33 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad V_o = 7.41 \text{ kN}$$

b) **Cargas en la base de la zapata:**

$$N = N_o + \gamma_h \cdot B \cdot L \cdot h = 11 \text{ kN} + 25 \text{ kN/m}^3 \cdot 1 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} = 36 \text{ kN}$$

$$M = M_o + V_o \cdot h = 13.33 \text{ kN} + 7.41 \text{ kN} \cdot 1 \text{ m} = 20.74 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V = V_o = 7.41 \text{ kN}$$

A.1. Vuelco

$$C_{sv} = \frac{M_E}{M_v} = \frac{N \cdot L / 2}{M} = \frac{36 \text{ kN} \cdot \frac{1.8}{2}}{20.74 \text{ kN}} = 1.56 > 1.5 \cdot \checkmark \text{ Admisible}$$

A.2. Hundimiento

$$e = \frac{M}{N} = \frac{36 \text{ kN} \cdot \text{m}}{20.74 \text{ kN}} = 0.58 \text{ m} > \frac{L}{6} = \frac{1.8}{6} = 0.3 \text{ m}$$

$$e > \frac{L}{6} \rightarrow \text{Distribución triangular.}$$

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

$$\overline{AC} = \frac{\overline{AX}}{3} = \frac{L}{2} \quad e \cdot \overline{AX} = \frac{3L}{2} \quad 3 \cdot e = \frac{3 \cdot 1.8}{2} \quad 3 \cdot 0.58 = 0.96 \text{ m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{4N}{3(L - 2e)B} = \frac{4 \cdot 36}{3 \cdot (1.8 - 2 \cdot 0.58) \cdot 1.8} = 42 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 0.042 \text{ N/mm}^2 < 1.25 \cdot \sigma_{adm} = 0.375 \text{ N/mm}^2 \cdot \checkmark \text{ Admisible.}$$

B. Cálculo de la zapata como elemento estructural.

b.1. Clasificación de la zapata según EHE.

- *Vuelo físico.*

$$V = \frac{L - L'}{2} = \frac{1800 - 400}{2} = 700 \text{ mm}$$

$$2 \cdot h = 2 \cdot 1000 = 2000 \text{ mm}$$

Tipo de zapata.

$V < 2h \rightarrow$ Zapata Rígida. (El vuelo físico será menor que dos veces el canto)

b.2.Flexión

- *Vuelo de cálculo.*

$$m = V_{\max} + \frac{L' \cdot c}{4} = 700\text{mm} + \frac{400\text{mm} \cdot 160\text{mm}}{4} = 760\text{mm}$$

Siendo L' y B' las dimensiones de la placa y c el canto del perfil metálico del soporte.

De este modo el cálculo del momento se realiza como una viga en voladizo de 760 mm de largo (vuelo mecánico) y 1800 mm de ancho lado menor de la zapata.

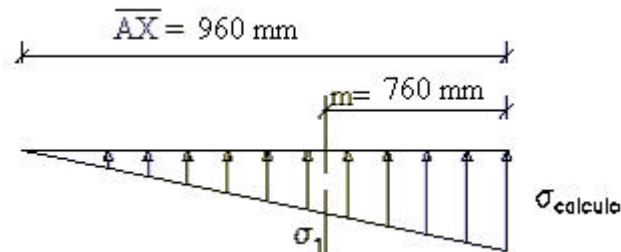
Obtención de la tensión de cálculo.

Es necesario descontar a la tensión máxima la tensión uniformemente distribuida debida al peso del cemento.

- **La tensión a descontar:**

$$s_{zapata} = h \cdot g_z + (D - h) \cdot g_t = 1\text{m} \cdot 25\text{kN} / \text{m}^3 = 25\text{kN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{cálculo} = \sigma_{\max} \quad \sigma_{zapata} = 0.042 \quad 0.025 = 0.017\text{N} / \text{mm}^2$$



$$\frac{\sigma_1}{AX} = \frac{\sigma_{cálculo}}{m} \cdot \dots \frac{\sigma_1}{960} = \frac{0.017}{760} \cdot \dots \sigma_1 = 0.0035\text{N} / \text{mm}^2$$

Método de bielas y tirantes.

$$R_{1d} = \frac{\sigma_c + \sigma_1}{2} \cdot B \cdot \frac{L}{2} = \frac{0.017 + 0.0035}{2} \cdot 1800 \cdot \frac{1800}{2} = 166605\text{N}$$

$$x_1 = \frac{\frac{L^2}{4} \cdot \frac{2}{6} \cdot \frac{\sigma_c + \sigma_1}{6} \cdot B}{R_{1d}} = \frac{\frac{1800^2}{4} \cdot \frac{2}{6} \cdot \frac{0.017 + 0.035}{6} \cdot 1800}{166605} = 101\text{mm}$$

$$T_d = g_f \frac{R_{1d}}{0,85 \cdot d} \cdot (x_1 - 0,25 \cdot a)$$

Al tener hormigón de limpieza, adoptamos $d' = 50\text{mm}$

$$d = h - d' = 1000 - 50 = 950\text{mm}$$

$a = 160\text{mm}$ (anchura del soporte)

$$T_d = 1,6 \cdot \frac{166605}{0,85 \cdot 950} \cdot (101 - 0,25 \cdot 160) = 20138\text{N} \cong 20,138\text{kN}$$

Con esta capacidad

$$A_1 = \frac{20138\text{N}}{\frac{410}{1,15}} = 57\text{mm}^2$$

Comprobación de cuantía.

- **Cuantía geométrica mínima**

Siendo la recomendación de J. Calavera, se adopta el 1.5‰

$$A_s = 1,5\text{‰} \cdot 1000 \cdot 1800 = 2700\text{mm}^2$$

$$A_s = 2700\text{mm}^2$$

- **Cuantía mecánica mínima:**

$$A_s \cdot f_{yd} \geq 0,04 \cdot A_c \cdot f_{cd}$$

$$A_s = 0,04 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,04 \cdot 1000 \cdot 1800 \cdot \frac{25/1,5}{400/1,15} = 3450\text{mm}^2$$

Por lo tanto, $A_s = 3450\text{mm}^2$

Utilizando barras de diámetro 16 mm:

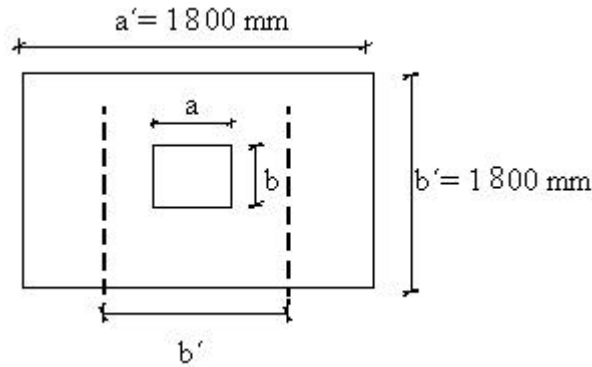
$$A_s = 3450 = n \cdot \frac{\pi \cdot 16^2}{4} \rightarrow n = 17,1 \Rightarrow 18\text{f}16$$

La armadura longitudinal:

$$s = \frac{B - 2 \cdot r - n \cdot f}{(n-1)} + f = \frac{1800 - 2 \cdot 70 - 18 \cdot 16}{(18-1)} + 16 = 96,7\text{mm} \quad 9,6\text{cm}$$

Por tanto la armadura longitudinal está compuesta por 18 $f16$ separados 9.67 cm entre ejes.

Armadura transversal.



$$b' > a + 2 \cdot h = 400 + 2 \cdot 1000 = 2400 \text{ mm}$$

Como supera la longitud de la zapata, distribuiremos la armadura transversal uniformemente.

$$\frac{1800 - 2 \cdot 70}{300} = 5.5 \rightarrow 6 \text{ Vanos} \Rightarrow 7 f16 \text{ mm}$$

Separación real entre ejes:

$$s = \frac{B - 2 \cdot r - n \cdot f}{(n - 1)} + f = \frac{1800 - 2 \cdot 70 - 7 \cdot 16}{(7 - 1)} + 16 = 258 \text{ mm } 25.8 \text{ cm.}$$

Por tanto, como armadura transversal utilizará 7 $f16$ separados 25.8 cm entre ejes.

Anclajes

a) Armadura longitudinal

$$l_{b.neta} = b \cdot l_b \cdot \frac{A_s}{A_{s.real}}$$

$$A_{s.real} (18f16) = 18 \cdot \frac{P(16)^2}{4} = 3919.1 \text{ mm}^2$$

En posición I:

$$\left. \begin{aligned} 12 \cdot 1.6^2 &= 30.72 \text{ cm} \\ \frac{410}{20} \cdot 1.6 &= 32.8 \text{ cm} \end{aligned} \right\}$$

$$l_b = 32.8 \text{ cm}$$

$$l_{b.neta} = 32.8 \cdot 1 \cdot \frac{3450}{6919.1} = 28.8 \text{ cm} \cong 288 \text{ mm}$$

$$\frac{L}{4} - 70 = \frac{1800}{4} - 70 = 380 \text{ mm} > l_{b.neta}$$

Prolongación recta.

b) Armadura transversal.

$$l_{b.neta.tra} = 0.6 \cdot l_{b.neta} = 0.6 \cdot 288 = 172.8 \text{ mm}$$

$$\frac{B}{4} - 70 = \frac{1800}{4} - 70 = 380 \text{ mm} > l_{b.neta.tra}$$

Prolongación recta.

b.4. Comprobación a fisuración

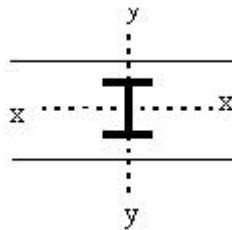
Para la comprobación a fisuración vamos a utilizar las tablas proporcionadas por el Eurocódigo EC-2, que son muy útiles a nivel de proyecto y nos permiten abreviar los cálculos recogidos en la EHE siempre y cuando cumplan las condiciones máximas de diámetro y separación entre barras.

$$s_s = \frac{T_d}{A_s} = \frac{20138}{3919} = 3.21 \text{ N/mm}^2$$

Con una tensión de servicio σ_s igual a 3.21 N/mm² obtenemos que el diámetro máximo permitido como armadura para no realizar la comprobación a fisuración es 32 mm, y en nuestro caso, como hemos empleado 16, en principio, no es necesaria la comprobación a fisuración.

La segunda comprobación nos exige una separación entre redondos inferior a 300 mm. Como ya habíamos calculado previamente, la separación entre redondos es de 93.7 mm, con lo que también se cumple esta condición, y por tanto es innecesaria la comprobación estricta a fisuración.

3.2.7.7. Cálculo del pilar 3



Se proyecta un perfil HEB 160.

Perfil	Peso(kg/m ²)	Sección(cm ²)	W _x (cm ³)	W _y (cm ³)	i _x (cm)	i _y (cm)
HEB 160	42.6	54.3	311	111	6.78	4.05

a) Carga axial.

Este pilar soporta una superficie de cerramiento transversal de 2.5 m de ancho y 4 m de alto, más una parte triangular cuya altura máxima a 2.5 m del arenque de cubierta es 0.2 m por lo que se considerará un promedio de 0.1 m.

Acciones		
Carga uniforme de la jác.1	246.1 kg/m · 5.016 m	1245.6 kg
Peso jác. 2, IPN 80	5.95 kg/m · 5 m	29.75 kg
Peso perfil jác. 3, IPN 120	11.2 kg/m · 5 m	56 kg
Peso de cerramiento transversal	16 kg/m ² · 5 m · 4.8 m	384 kg
Peso propio del pilar	42.6 kg/m · 9.8 m	417.5 kg

La carga axial será: N = 2 000 kg.

b) Cálculo del momento flector máximo en la base del pilar

Se dará en la base del pilar. El pilar es empotrado-articulado en los dos planos. En el plano longitudinal de la nave es arriostrado en cabeza por cruz de San Andrés. En el plano transversal, el pilar estará arriostrado por la jácena 2 y 3.

El momento flector máximo es:

$$M_x = \frac{1}{8} \cdot p \cdot s \cdot h^2 = \frac{1}{8} \cdot 52.67 \text{ kg/m}^2 \cdot 5 \text{ m} \cdot (9.8 \text{ m})^2 = 3162 \text{ kg} \cdot \text{m} \rightarrow 316200 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

siendo:

- s: separación entre pilares del pórtico 5 m
- h: altura del pilar 9.8 m
- p: presión del viento a barlovento 52.67 kg/m²

c) Cálculo del esfuerzo cortante máximo

El esfuerzo cortante en la base del pilar es:

$$Q_{\max} = \frac{5}{8} \cdot q \cdot s \cdot h = \frac{5}{8} \cdot 52.67 \text{ kg/m}^2 \cdot 5 \text{ m} \cdot 9.8 \text{ m} = 1614 \text{ Kg}$$

siendo:

- s: separación entre pilares del pórtico 5 m
- h: altura del pilar 9.8 m

– p: presión del viento a barlovento 52.67 kg/m^2

d) Comprobación a resistencia

$$s = \frac{N}{A} + \frac{M_x}{W_x} = \frac{2000\text{kg}}{54.3\text{cm}^2} + \frac{316200\text{kg}\cdot\text{cm}}{311\text{cm}^3} = 1053\text{kg/cm} < s_{adm} \rightarrow \text{Admisible.}$$

e) Comprobación a pandeo.

La longitud equivalente de pandeo en el plano vertical y paralelo al eje longitudinal de la nave, es la de un pilar empotrado en la base y articulado sin desplazamiento en su cabeza. Está arriostrado a 5 m de la base por la jácena 3 y a 7 m por la jácena 2.

La longitud equivalente de pandeo en el plano perpendicular al anterior es la de un pilar empotrado en su base y articulado en su cabeza.

- *Pandeo alrededor de eje XX:*

– Tipo de vinculación: empotrado-articulado.

$$l_{kx} = \beta \cdot L = 0.7 \cdot 980 = 686\text{cm} ; \mathbf{l}_x = \frac{l_{kx}}{i_x} = \frac{986\text{cm}}{6.78\text{cm}} \cong 101.1 \rightarrow \mathbf{w} = 2.03$$

- *Pandeo alrededor de eje YY:*

Tipo de vinculación: empotrado - articulado.

$$l_{ky} = \hat{\alpha} \cdot L = 0.7 \cdot 980 = 686 \text{ cm}$$

$$s = \frac{N}{A} \cdot \mathbf{v} + \frac{M_x}{W_x} = \frac{2000\text{kg}}{54.3} \cdot 2.03 + \frac{316200\text{kg}\cdot\text{cm}}{311\text{cm}^3} = 1092\text{kg/cm}^2 < s_{adm} \rightarrow \text{Admisible.}$$

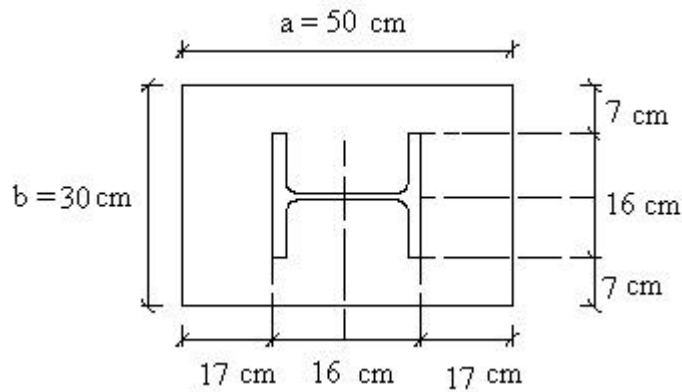
3.2.7.8.- Cálculo de la placa de anclaje del pilar 3

- Carga axial del pilar: $N = 2000 \text{ kg}$

- Momento máximo en la base: $M = 3162 \text{ kg}\cdot\text{m}$

- Excentricidad: $e = \frac{M}{N} = \frac{316200\text{cm}}{2000\text{kg}} = 158\text{cm}$

- Predimensionado de la placa: $a \times b = 50 \times 30 \text{ cm}$



$$\frac{a}{6} = \frac{50\text{cm}}{6} = 8,4\text{cm} < e \Rightarrow \text{Flexión compuesta}$$

- **Cálculos fundamentales**

- **Tracción de la placa**

$$T = \frac{N \cdot f}{s}$$

siendo:

$$\left. \begin{array}{l} - g = 0,1 \cdot a = 0,1 \cdot 50 = 5\text{cm} \\ - g = 0,15 \cdot a = 0,15 \cdot 50 = 7,5\text{cm} \end{array} \right\} \text{ Adoptamos } g = 5\text{ cm}$$

$$- s = \frac{7}{8}a - g = \frac{7 \cdot 50}{8} - 5 = 38,75\text{cm}$$

$$- f = e - \frac{3}{8}a = 130 - \frac{3}{8}50 = 112\text{cm}$$

$$T = \frac{2000\text{kg} \cdot 112\text{cm}}{38,75\text{cm}} = 5782\text{kg}$$

- **Compresión de la placa**

$$R = \frac{N(s + f)}{s} = \frac{2000\text{kg}(38,75 + 112)\text{cm}}{38,75\text{cm}} = 7781\text{kg}.$$

- **Tensión a la que se somete el hormigón de las zapatas**

$$s_{ch} = \frac{R}{\frac{a}{4} \cdot b} = \frac{7781\text{kg}}{\frac{50\text{cm}}{4} \cdot 30\text{cm}} = 21\text{kg/cm}^2 \leq s_{adm.H}$$

$$s_{admH} = \frac{f_{ck}}{g_c \cdot g_f} = \frac{250}{1.5 \cdot 1.6} = 104.17 \text{kp} / \text{cm}^2$$

$\sigma_{ch} < \sigma_{admH}$ son admisibles.

□ **El momento flector máximo**

De la placa en el borde del pilar será:

$$M_c = \frac{s_{ch} \cdot a \cdot b}{4} \left(\frac{3 \cdot a}{8} - \frac{c}{2} \right) = \frac{21 \text{kg} / \text{cm}^2 \cdot 50 \text{cm} \cdot 30 \text{cm}}{4} \left(\frac{3 \cdot 50 \text{cm}}{8} - \frac{16}{2} \right) = 84657 \text{kg} \cdot \text{cm}$$

Siendo c el canto del pilar en la dirección donde actúa el momento.

□ **El espesor de la placa**

$$t = \sqrt{\frac{6 \cdot M}{b \cdot s_{adm}}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 84657 \text{kg} \cdot \text{cm}}{30 \text{cm} \cdot 1733 \text{kg} / \text{cm}^2}} = 3.2 \text{cm} \quad 32 \text{mm}.$$

El espesor calculado es excesivo, por lo cual colocamos cartelas a fin de rebajarlo. Al colocar cartelas el nuevo espesor de la placa viene dado por la expresión:

$$t = \sqrt{\frac{6 \cdot M}{s_{adm}}}$$

En donde M es el mayor de los siguientes momentos:

$$M = \frac{s_{ch} \cdot l^2}{2} = \frac{21 \text{kg} / \text{cm}^2 \cdot 7^2 \text{cm}^2}{2} = 514.5 \text{Kg} \cdot \text{cm}$$

$$M = \frac{s_{ch} \cdot b}{8} \cdot (b - 4 \cdot l) = \frac{21 \text{kg} / \text{cm}^2 \cdot 30 \text{cm}}{8} \cdot (30 - 4 \cdot 7) \text{cm} = 158 \text{kg} \cdot \text{cm}$$

$$l = \frac{b - c'}{2} = \frac{30 - 16}{2} = 7 \text{cm}$$

$$t = \sqrt{\frac{6 \cdot 514.5 \text{kg}}{1733 \text{kg} / \text{cm}^2}} = 1.4 \text{cm} \rightarrow 14 \text{mm}$$

□ **Espesor de las cartelas**

$$e_1 = \frac{2 \cdot R}{(a - c) \cdot s_{adm}}$$

$$R = \frac{s_{ch} \cdot a \cdot b}{8} = \frac{21 \text{kg} / \text{cm}^2 \cdot 50 \text{cm} \cdot 30 \text{cm}}{8} = 3938 \text{kg}$$

$$e_1 = \frac{2 \cdot 7781 \text{kg}}{(50 - 16) \cdot 1733 \text{kg/cm}^2} = 0.26 \text{cm} \rightarrow 2.6 \text{mm}$$

Por seguridad y para que las soldaduras sean compatibles, se toma $e_1 = 8 \text{ mm}$.

Desdoblamos la placa en dos y aumentamos las dimensiones de la placa inferior, dando 1 cm más a cada lado, para facilitar la soldadura con la placa inferior. Tendremos entonces:

- Placa superior de 8 mm y de 50 x 30 cm.
- Placa inferior de 8 mm y de 52 x 32 cm.

□ **Comprobación de la compatibilidad de soldaduras**

Pieza	Espesor (mm)	Garganta a:	
		Valor máximo(mm)	Valor mínimo(mm)
Ala HEB 160	13	9.0	4.5
Alma HEB 160	8	5.5	3.0
Placa superior	8	5.5	3.0
Placa inferior	8	5.5	3.0
Cartela	8	5.5	3.0

Todas las piezas son soldables, por consiguiente, la comprobación es satisfactoria.

□ **Diámetro y posición de los redondos de anclaje**

$$T = n \cdot \frac{p \cdot f^2}{4} \cdot s_u$$

$$s_u [B - 400s] = \frac{4000}{1.15} = 3478.3 \text{kp/cm}^2$$

$$7018 = n \cdot \frac{p \cdot f^2}{4} \cdot \frac{4000}{1.15}$$

Si $f = 16 \text{mm}$ $n = \frac{7018 \cdot 4 \cdot 1.15}{p \cdot 4000 \cdot 1.6^2} = 1 \rightarrow 2f16$

a = 3 ö 20.

b = 2 ö 20.

□ **Longitud de anclaje de los pernos.**

Los redondos serán corrugados y con terminación en gancho. La longitud de anclaje l_b será:

$$l_b = m_1 \cdot f^2 \leq \frac{f_{yk}}{20} f$$

Al ser acero B 400S y hormigón H-25, $m = 12$

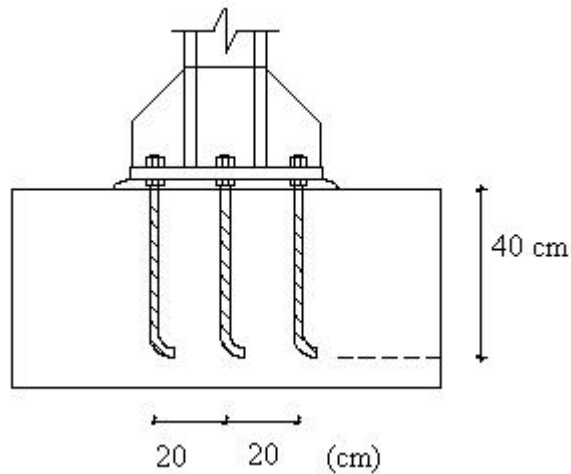
$$12 \cdot 2^2 = 48$$

$$\frac{400}{20} \cdot 2 = 40$$

$$l_b = 48$$

Terminación en patilla:

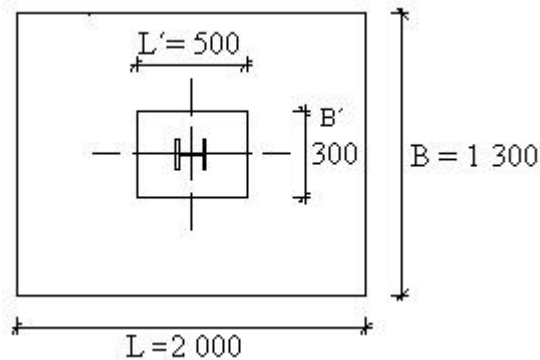
$$0.7 \cdot l_b = 0.7 \cdot 48 = 33.6 \text{ cm Adoptamos como mínimo } 40 \text{ cm.}$$



7.2.7.9.- Cálculo de la zapata 3.

La zapata se dimensiona con 2 m de largo, en la dirección perpendicular al eje transversal de la nave, 1.3 m de ancho y 1 m de canto. Dado que el pilar es metálico, no existirá material de relleno por encima de la zapata, sino que irá a ras del suelo.

Los datos del terreno, hormigón y coeficientes de ponderación son los mismos que en el caso anterior.



A. Comprobación de la estabilidad estructural

a) Cargas en la base del pilar:

$$N_o = 20 \text{ kN} \quad M_o = 31.62 \text{ kN} \cdot \text{ m} \quad V_o = 16.14 \text{ kN}$$

b) Cargas en la base de la zapata:

$$N = N_o + \gamma_h \cdot B \cdot L \cdot h = 20 \text{ kN} + 25 \text{ kN/m}^3 \cdot 1.3 \text{ m} \cdot 2 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} = 85 \text{ kN}$$

$$M = M_o + V_o \cdot h = 31.62 \text{ kN} + 16.14 \text{ N} \cdot 1 \text{ m} = 47.76 \text{ kN} \cdot \text{ m}$$

$$V = V_o = 16.14 \text{ kN.}$$

A.1. Vuelco

$$C_{sv} = \frac{M_E}{M_v} = \frac{N \cdot L/2}{M} = \frac{85 \text{ kN} \cdot \frac{2}{2}}{47.76 \text{ kN}} = 1.8 > 1,5 \Rightarrow \text{Admisible}$$

A.2. Hundimiento

$$e = \frac{M}{N} = \frac{47.76 \text{ kN} \cdot \text{ m}}{85 \text{ kN}} = 0,56 \text{ m} > \frac{L}{6} = \frac{2}{6} = 0.33 \text{ m}$$

$$e > \frac{L}{6} \rightarrow \text{Distribución triangular.}$$

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

$$\overline{AC} = \frac{\overline{AX}}{3} = \frac{L}{2} - e \rightarrow \overline{AX} = \frac{3L}{2} - 3 \cdot e = \frac{3 \cdot 2}{2} - 3 \cdot 0.56 = 1.32 \text{ m}$$

$$s_{\max} = \frac{4N}{3 \cdot (L - 2e) \cdot B} = \frac{4 \cdot 85}{3 \cdot (2 - 2 \cdot 0.56) \cdot 1.3} = 99.1 \text{ kN/m}^2 = 0.0991 \text{ N/mm}^2$$

$$s_{\max} = 0.0991 \text{ N/mm}^2 < 1.25 \cdot s_{\text{adm}} = 0.375 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow \text{Admisible.}$$

B.-Cálculo de la zapata como elemento estructural

b.1. Clasificación de la zapata según EHE.

- *Vuelo físico.*

$$\left. \begin{aligned} V &= \frac{L - L'}{2} = \frac{2000 - 500}{2} = 750 \text{ mm} \\ 2 \cdot h &= 2 \cdot 1000 = 2000 \text{ mm} \end{aligned} \right\}$$

Tipo de zapata.

$V < 2h \rightarrow$ Zapata Rígida. (El vuelo físico será menor que dos veces el canto).

b.2.Flexión

- *Vuelo de cálculo.*

$$m = V_{\max} + \frac{L'-c}{4} = 750\text{mm} + \frac{500\text{mm} - 160\text{mm}}{4} = 665\text{mm}$$

Siendo L' y B' las dimensiones de la placa y c el canto del perfil metálico del soporte.

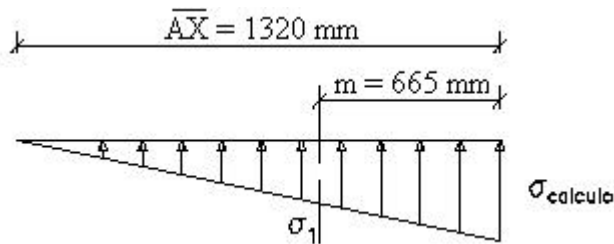
De este modo el cálculo del momento se realiza como una viga en voladizo de 665 mm de largo (vuelo mecánico) y 1300 mm de ancho lado menor de la zapata.

Obtención de la tensión de cálculo. Es necesario descontar a la tensión máxima la tensión uniformemente distribuida debida al peso del cimiento.

-La tensión a descontar:

$$s_{zapata} = h \cdot g_z + (D - h) \cdot g_t = 1\text{m} \cdot 25\text{KN} / \text{m}^3 = 25\text{KN} / \text{m}^2$$

$$s_{calculo} = s_{\max} - s_{zapata} = 0,0991 - 0,025 = 0,075\text{N} / \text{mm}^2$$



$$\frac{s_1}{AX - m} = \frac{s_{calculo}}{AX} \rightarrow \frac{s_1}{1320 - 665} = \frac{0,075}{1320} \rightarrow s_1 = 0,038\text{N} / \text{mm}^2$$

Método de bielas y tirantes.

$$R_{1d} = \frac{s_c + s_1}{2} \cdot B \cdot \frac{L}{2} = \frac{0,075 + 0,038}{2} \cdot 1300 \cdot \frac{2000}{2} = 73450\text{N}$$

$$x_1 = \frac{\left(\frac{L^2}{4} \cdot \frac{2 \cdot s_c + s_1}{6} \right) \cdot B}{R_{1d}} = \frac{\left(\frac{2000^2}{4} \cdot \frac{2 \cdot 0.075 + 0.038}{6} \right) \cdot 1300}{73450} = 554.5 \text{ mm}$$

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

Al tener hormigón de limpieza, adoptamos $d' = 50 \text{ mm}$

$$d = h - d' = 1000 - 50 = 950 \text{ mm}$$

$a = 160 \text{ mm}$ (anchura del soporte)

$$T_d = 1.6 \cdot \frac{73450}{0.85 \cdot 950} (554.5 - 0.25 \cdot 160) = 74889 \text{ N} \cong 74.889 \text{ kN}$$

Con esta capacidad

$$A_s = \frac{74889 \text{ N}}{\frac{410}{1.15}} = 210 \text{ mm}^2$$

Comprobación de cuantía.

- **Cuantía geométrica mínima**

Siendo la recomendación de J. Calavera, se adopta el 1.5‰

$$A_{s1} = 1.5‰ \cdot 1300 \cdot 1000 = 1950 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 1950 \text{ mm}^2$$

- **Cuantía mecánica mínima:**

$$A_s \cdot f_{yd} \geq 0.04 \cdot A_c \cdot f_{cd}$$

$$A_s = 0.04 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.04 \cdot 1300 \cdot 1000 \cdot \frac{25/1.5}{400/1.15} = 2492 \text{ mm}^2$$

Por lo tanto, $A_s = 2492 \text{ mm}^2$. Utilizando barras de diámetro 16 mm:

$$A_s = 2492 = n \cdot \frac{\pi \cdot 16^2}{4} \rightarrow n = 12.3 \Rightarrow 13 \mathbf{f}16$$

Armatura longitudinal:

$$s = \frac{B - 2 \cdot r - n \cdot f}{(n - 1)} + f = \frac{1300 - 2 \cdot 70 - 13 \cdot 16}{(13 - 1)} + 16 = 95.3mm$$

Por tanto la armadura longitudinal está compuesta por 13 **f** 16 separados 9.53 cm entre ejes.

Armatura transversal.

$$b' \leq a + 2 \cdot h = 500 + 2 \cdot 1000 = 2500mm$$

Como supera la longitud de la zapata, distribuiremos la armadura transversal uniformemente.

$$\frac{2000 - 2 \cdot 70}{300} = 6.2 \rightarrow 7 \text{ Vanos} \Rightarrow 8 \text{ f} 16mm$$

Separación real entre ejes:

$$s = \frac{2000 - 2 \cdot 70 - 8 \cdot 16}{(8 - 1)} + 16 = 263.42mm$$

Por tanto, como armadura transversal utilizaremos 8 **f** 16 separados 26.342 mm entre ejes.

Anclajes

a) Armadura longitudinal

$$l_{b.neta} = b \cdot l_b \cdot \frac{A_s}{A_{s.real}}$$

$$A_{s.real}(13 \text{ f} 16) = 10 \cdot \frac{p(16)^2}{4} = 2613.8 \text{ mm}^2$$

En posición I:

$$\left. \begin{aligned} 12 \cdot 1.6^2 &= 30.72 \text{ cm} \\ \frac{410}{20} \cdot 1.6 &= 32.8 \text{ cm} \end{aligned} \right\}$$

$$l_b = 32.8 \text{ cm}$$

$$l_{b.neta} = 32.8 \cdot 1 \cdot \frac{2492}{2613.8} = 31.3 \text{ cm} \cong 313 \text{ mm}$$

$$\frac{L}{4} - 70 = \frac{2000}{4} - 70 = 430\text{mm} > l_{b.neta}$$

Prolongación recta.

b) Armadura transversal.

$$l_{b.neta.tra} = 0.6 \cdot l_{neta} = 0.6 \cdot 313 = 181.8 \text{ mm}$$

$$\frac{B}{4} - 70 = \frac{1300}{4} - 70 = 255\text{mm} > l_{b.neta.tra.}$$

Prolongación recta.

b.3. Comprobación a fisuración.

Para la comprobación a fisuración vamos a utilizar las tablas proporcionadas por el Eurocódigo EC-2, que son muy útiles al nivel de proyecto y nos permiten abreviar los cálculos recogidos en la EHE siempre y cuando cumplan las condiciones máximas de diámetro y separación entre barras.

$$s_s = \frac{T_d}{A_s} = \frac{74889}{2492} = 1.9 \text{ N/mm}^2$$

Con una tensión de servicio σ_s igual a 1.9 N/mm² obtenemos que el diámetro máximo permitido como armadura para no realizar la comprobación a fisuración es 32 mm, y en nuestro caso, como hemos empleado 16, en principio, no es necesaria la comprobación a fisuración.

La segunda comprobación nos exige una separación entre redondos inferior a 300 mm. Como ya habíamos calculado previamente, la separación entre redondos es menor, con lo que también se cumple esta condición, y por tanto es innecesaria la comprobación estricta a fisuración.

3.2.8.- Cálculo de las vigas de cerramiento.

Correas laterales

Consideraciones previas:

- Altura del pilar: 9 m
- Separación máxima: 3,37 m
- Separación entre vigas: 2,3 m
- N° vanos: 3
- N° vigas: 4

– Separación pilares: 5 m

Las vigas se situarán en la parte interior de la nave. Las dos vigas extremas se proyectarán con distinto perfil que las intermedia, ya que estas últimas ha de soportar mayor carga.

Cálculo de la viga intermedia

Se proyecta un perfil IPN 120.

Perfil	Peso(kg/m ²)	Sección(cm ²)	W _x (cm ³)	W _y (cm ³)	i _x (cm)	i _y (cm)
IPN 120	11.2	14.2	54.7	7.41	4.81	1.23

La viga se calculará como una viga biapoyada de 5 m de luz, que soporta una carga uniforme debida a la acción del viento sobre el edificio de 70 kg/m².

El momento máximo que produce el viento sobre la viga es:

$$M_x = \frac{1}{8} \cdot q \cdot s^2 = \frac{1}{8} \cdot 161 \cdot 5^2 = 503.12 \text{Kg} \cdot \text{m}$$

$$q = 70 \text{Kg} / \text{m}^2 \cdot 2.3 \text{m} = 161 \text{Kg} / \text{m}$$

$$s = \frac{M_x}{W_x} = \frac{50312}{54,7} = 919.7 \text{Kg} / \text{cm}^2$$

Como $\sigma \leq \sigma_{adm}$, el pilar propuesto es admisible.

Comprobación a flecha

Para el cálculo de la flecha se adopta como tensión la producida por el momento máximo.

La flecha admisible es :

$$f_{adm} = \frac{luz}{250} = \frac{5000}{250} = 20 \text{mm}$$

$$f = a \cdot \frac{s \text{ (kg/mm}^2\text{)} \cdot l^2 \text{ (m}^2\text{)}}{h \text{ (cm)}}$$

$$f = 1 \cdot \frac{9.19 \cdot 5^2}{12} = 19.1 \text{mm}$$

Por tanto, al ser la flecha menor que la admisible, el perfil calculado es admisible.

Cálculo de la viga extrema

Se proyecta un perfil IPN 100.

Perfil	Peso(kg/m ²)	Sección(cm ²)	W _x (cm ³)	W _y (cm ³)	i _x (cm)	i _y (cm)
IPN 100	8.32	10.6	34.2	4.88	4.01	1.07

La viga se calculará como una viga biapoyada de 5 m de luz, que soporta una carga uniforme debida a la acción del viento sobre el edificio de 70 kg/m².

El momento máximo que produce el viento sobre la viga es:

$$M_x = \frac{1}{8} \cdot q \cdot s^2 = \frac{1}{8} \cdot 80.5 \cdot 5^2 = 251.5 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$q = 70 \text{ Kg} / \text{m}^2 \cdot 1.15 \text{ m} = 80.5 \text{ Kg} / \text{m}$$

$$s = \frac{M_x}{W_x} = \frac{25150}{34.2} = 735.5 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

Como $\sigma \leq \sigma_{adm}$, el pilar propuesto es admisible.

Comprobación a flecha

La flecha admisible es :

$$f_{adm} = \frac{luz}{250} = \frac{5000}{250} = 20 \text{ mm}$$

$$f = a \cdot \frac{s \text{ (kg/mm}^2\text{)} \cdot l^2 \text{ (m}^2\text{)}}{h \text{ (cm)}}$$

$$f = 1 \cdot \frac{7.35 \cdot 5^2}{10} = 18 \text{ mm}$$

Por tanto, al ser la flecha menor que la admisible, el perfil calculado es admisible.