

INGENIERIA DE LAS EDIFICACIONES

NAVE HENIL

1.- PARAMETROS FUNDAMENTALES

Esta nave esta destinada al almacenamiento de la paja.

Las dimensiones de la nave son:

- Luz de la nave: 15 m.
- Longitud: 50 m.
- Altura de pilares: 5 m.
- Pendiente de la cubierta: 20%
- Cubierta de acero galvanizado.

Para el comienzo del cálculo de la estructura metálica debemos tener en cuenta las acciones que se producen en la nave.

Las acciones se clasifican:

1. Acciones gravitatorias: Son debido al peso propio de los elementos constructivos y de la nieve de la cubierta, estas acciones se dividen a su vez en:

- Concargas: Magnitud y posición constante en el tiempo excepto en el caso de reforma esta acción se divide en:
 - Peso propio: carga debida al peso del elemento resistente que en nuestro caso son pórticos.
 - Cargas permanentes: debido al peso de los elementos de construcción que conforman la nave.
- Sobrecargas: es la carga cuya magnitud o posición puede ser variable a lo largo del tiempo y puede ser de 2 tipos:
 - De uso: debido al peso de objetos que graviten sobre la estructura incluso durante la ejecución de la obra.
 - De nieve: debido al peso de la nieve sobre la superficie de la cubierta.
La Norma NBE-AE 88 nos proporciona el valor de dicha sobrecarga sobre la superficie horizontal, que varía según la altitud a la que nos encontremos y el ángulo de la cubierta. En nuestro caso, para una altitud de 506 m.

Altitud 401 – 600 m → 60 kg/m²

Para una cubierta cuya inclinación con respecto a la horizontal es del 20%

$$\operatorname{Tg} \acute{\alpha} = \left(\frac{1.5}{7.5} \right) = 0,2 \quad \acute{\alpha} = 11,31^\circ < 60^\circ$$

La sobrecarga característica de nieve por m^2 en proyección horizontal que deberá tomarse es:

$$60 \cdot \operatorname{Cos} 11,31 = 58,83 \text{ Kg} / \text{m}^2$$

2. Acción del viento: Son las producidas por las presiones y succiones que el viento origina sobre la cubierta y sobre los pilares. Se han establecido estas acciones según la Norma NTE-ECV en función de la situación, de la coronación y de la velocidad del viento, así como de la esbeltez del edificio proyectado.

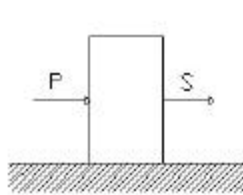
- Carga total del viento sobre el edificio:

Puesto que la altura de los pilares que componen la estructura es distinta, y la carga del viento depende de esta altura, tenemos distintas cargas del viento sobre el edificio.

Toledo se encuentra en la zona eólica X, situación topográfica normal:

La carga del viento en función de la altura de pilares es:

| ALTURA | q (kg/m ²) | BARLOVENTO (kg/m ²) | SOTAVENTO (kg/m ²) |
|--------|------------------------|---------------------------------|--------------------------------|
| 3 | 60 | 40 | 20 |
| 6 | 67 | 44,67 | 22,33 |



$$P = \frac{2}{3} q = \frac{2}{3} \cdot 60 = 40 \quad S = \frac{1}{3} q = \frac{1}{3} \cdot 60 = 20$$

$$P = \frac{2}{3} q = \frac{2}{3} \cdot 67 = 44,66 \quad S = \frac{1}{3} q = \frac{1}{3} \cdot 67 = 22,33$$

- Carga del viento sobre la cubierta:

Consideramos zona eólica X; altura de la nave hasta la cubierta 5 m y porcentaje de huecos inferior al 33%, se pueden establecer las siguientes hipótesis de viento:

Hipótesis A:

- Faldón a barlovento: $m = + 31 \text{ kg/m}^2$
- Faldón a sotavento: $n = 0 \text{ kg/m}^2$

Hipótesis B:

- Faldón a barlovento: $m = - 63 \text{ kg/m}^2$
- Faldón a sotavento: $n = -94 \text{ kg/m}^2$

Cojo la Hipótesis A porque es la que suma una carga. $+ 31 \text{ kg/m}^2$

3. Coeficiente de Ponderación: Los coeficientes de mayoración que se aplican al cálculo de la estructura metálica son valores que se obtienen de la Norma NBE-EA 95.

- Coeficiente de mayoración de acciones constantes desfavorables: 1,33
- Coeficiente de mayoración para nieve desfavorable: 1,5
- Coeficiente de mayoración para viento desfavorable: 1,5

Todos estos coeficientes están comprendidos entre 1,33 – 1,5 y para simplificar los cálculos en vez de mayorar las cargas, optamos por minorar el límite elástico del acero dividiendo entre 1,5 (el más desfavorable entre 1,33 y 1,5), para quedarnos del lado de la seguridad.

Por tanto los valores de tensiones los vamos a comparar con 1733 kg/cm^2 , que resulta de dividir 2600 kg/cm^2 (límite elástico del acero A-42b) entre 1,5.

$$\frac{2600}{1,5} = 1733 \text{ Kg / cm}^2$$

Para la cimentación de las zapatas y teniendo en cuenta que el hormigón es procedente de planta y el control de ejecución normal consideremos los siguientes coeficientes:

- Coeficiente de minoración del hormigón: $\tilde{\alpha}_c = 1,5$
- Coeficiente de mayoración de cargas: $\tilde{\alpha}_c = 1,6$
- Coeficiente de minoración del acero: $\tilde{\alpha}_c = 1,15$

Terminada la fijación de los valores de las acciones, hipótesis y establecimiento de coeficientes comenzados el cálculo de las diferentes elementos que constituyen la nave.

2.- CALCULO DE LAS CORREAS

Las correas las vamos a dimensionar con un perfil Z y van a ir montadas cada 2 vanos. La separación máxima entre correas es de 1,5 (al ser acero galvanizado).

Vamos a tener en cuenta las siguientes consideraciones geométricas:

$$\text{tg } \mathbf{a} = \frac{1,5}{7,5} = 0,2$$

$$\mathbf{a} = \text{arctg } 0,2 \longrightarrow \mathbf{a} = 11,31^\circ$$

$$\text{tg } \mathbf{a} = \frac{H}{\text{Semiluz}} \quad H = \text{tg } 11,31^\circ \cdot 7,5 = 1,5 \text{ m}$$

$$F = \text{Faldón de la cubierta}; \quad F = \frac{\text{Semiluz}}{\text{Cos } \mathbf{a}} = \frac{7,5}{\text{Cos } 11,31^\circ} = 7,65 \text{ m}$$

Se divide la longitud del faldón entre la separación máxima de las correas para determinar el número de vanos, del cual cogemos el inmediatamente superior en valor entero.

$$N^{\circ} \text{ vanos} = \frac{7.65}{1,5} = 5.09 \longrightarrow 6 \text{ vanos}$$

$$\text{Separación entre correas} = \frac{7.65}{6 \text{ vanos}} = 1,275 \text{ m}$$

Por tanto la separación quedara como sigue:

- 7 correas separadas 1,275 m

Vamos a calcular las sollicitaciones que tienen las correas, para ello antes vamos a predimensionar el perfil de la correa que será:

| PERFIL | Peso (kg/m) | Sección (cm ²) | W _x (cm ³) | W _y (cm ³) |
|-------------|-------------|----------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|
| Z-185 x 2.5 | 5.68 | 7.24 | 36 | 5.46 |

Cargas permanentes:

- Peso propio de la correa 5.68 kg/m
- Peso de la correa: Espesor 0,6 mm En el peso de la cubierta consideramos Tornillos, material de sujeción, solapes, etc. → 15 kg/m²
15 Kg / m² · 1,275 m = 19,125 Kg / m

Cargas variables:

- Peso de la nieve: 58,83 · (1,275 · Cos 11,31°) = 73,55 Kg / m
- Viento: 31 Kg / m² · 1,275 = 39.525 Kg / m

Se toma como acción del viento la correspondiente al faldón más desfavorable para el cálculo de las correas. No consideramos la acción a sotavento ya que actúa en sentido contrario y por tanto resta peso.

El peso total tiene 2 componentes P_x y P_y, a ésta última hay que añadirle el valor de la carga del viento.

$$P_x = (5.68 + 19,125 + 73,55) \cdot \text{Sen} 11,31^{\circ} = 19,29 \text{ Kg} / m$$

$$P_y = (5.68 + 19,125 + 73,55) \cdot \text{Cos} 11,31^{\circ} + 39.525 = 135.97 \text{ Kg} / m$$

Las correas van montadas como vigas continuas cada dos vanos. En el eje Y coloco tirantillas en el plano medio de la cubierta por tanto se reduce a $\frac{L}{2}$, por tanto los momentos producidos serán:

$$M_x = \frac{1}{8} \cdot 135.97 \cdot 5^2 = 424.9 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$M_y = \frac{1}{8} \cdot 19.29 \cdot \left(\frac{5}{2}\right)^2 = 15.07 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

- Comprobación a resistencia.

$$s = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} < s_{adm} = 1733 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

$$s = \frac{42490}{36} + \frac{1507}{5.46} = 1180.27 + 276 = 1456.28 \text{ Kg} / \text{cm}^2 < 1733 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

ADMISIBLE

- Comprobación a flecha.

Según la norma EA – 95 la flecha máxima admisible para este tipo de vigas, siendo l la longitud del vano:

$$f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{5000}{200} = 25 \text{ mm}$$

Nuestra flecha será:

$$f_{(mm)} = 0,415 \cdot \frac{14.56 \cdot 5^2}{18,5} = 8.16 \text{ mm} < 25 \text{ mm} \quad \Longrightarrow \quad \text{ADMISIBLE.}$$

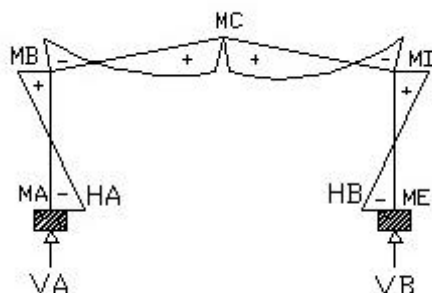
3.- CALCULO DEL PORTICO PRINCIPAL

El pórtico es biempotrado a la misma altura, dintel a dos aguas:

Vamos a calcular:

- Cargas axiales V_A y V_B en ambos pilares.
- Momentos que se producen en M_A , M_B , M_C y M_E al considerar que todos estos puntos los construimos como empotrados.
- Esfuerzos cortantes que se producen en H_A y H_E .

Todos estos valores se representan en la siguiente figura:



El cálculo de estos valores ha sido realizado mediante un programa informático de cálculo de pórticos biempotrados a la misma altura a dos aguas. El programa crea varias hipótesis de cálculo sobre cada uno de los valores de la carga axial, momento y esfuerzo cortante, por tanto para nuestro cálculo utilizaremos la acción de mayor magnitud.

Se introduce en este programa los datos referentes a nuestra nave y a continuación nos salen las hipótesis de cálculo que son las siguientes:

Hipótesis térmica:

Coefficiente de dilatación térmica: $1.2 \cdot 10^5 \text{ m/m}^\circ\text{C}$

Variación de la temperatura en grados: 40°C

| Solicitaciones | Hipótesis de cálculo | | | |
|--|----------------------|------------|------------|--------------|
| | PP+PG+IT | PP+N+IT+PG | PP+V+PG+IT | PP+N+V+PG+IT |
| V_A (kg) | 1496.25 | 4871.25 | 1446.20 | 4821.20 |
| H_A (kg) | 964.20 | 3134.05 | 777.19 | 4821.20 |
| M_A (kg· m) | 2043.47 | 6630.30 | 1434.74 | 6021.57 |
| M_B (kg· m) | -2775.15 | -9037.57 | -2448.81 | -8711.23 |
| M_C (kg· m) | 1394.86 | 4533.91 | 335.76 | 3474.81 |
| V_E (kg) | 1496.25 | 4871.25 | 1496.25 | 4871.25 |
| H_E (kg) | 964.20 | 3134.05 | 1125.94 | 3295.79 |
| M_E (kg· m) | 2043.47 | 6630.30 | 2035.65 | 6622.48 |
| M_D (kg· m) | -2775.15 | -9037.57 | -2448.81 | -8711.23 |
| Solicitaciones mayoradas | | | | |
| P: Peso propio (cubierta + estructura) | | | | |
| PG: Puente grúa | | | | |
| V: Viento | | | | |
| N: Nieve | | | | |
| IT: Influencia térmica | | | | |

Cálculo del Dintel:

Puesto que el pórtico dispone de cartelas, lo que hacemos será dimensionar el dintel teniendo en cuenta el momento en el Nudo C (M_c) ya que las cartelas absorben los momentos máximos (M_B y M_D), producidos en los nudos B y C.

El perfil del dintel lo vamos a dimensionar con IPE – 200.

| PERFIL | Peso (kg/m) | Sección (cm ²) | W _x (cm ³) | W _y (cm ³) | i _x (cm) | i _y (cm) |
|-----------|-------------|----------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|---------------------|---------------------|
| IPE - 200 | 22.4 | 28.5 | 194 | 28.5 | 8.26 | 2.24 |

Comprobamos:

$$s = \frac{M_c}{W_x} = \frac{453391}{194} = 2337.06 \text{ Kg/cm}^2 < 2600 \text{ Kg/cm}^2$$

Por tanto adoptamos para el dintel IPE – 200

Cálculo del Pilar:

De los datos informáticos elegidos los valores mayores de las acciones, teniendo en cuenta que estos valores están mayorados, la tensión la comparamos en este caso con 2600 kg/cm².

La comprobación a realizar será:

$$s = \frac{N \cdot w}{A} + \frac{M_{max}}{W_x} < 2600 \text{ Kg/cm}^2$$

Se proyecta con perfil HEB – 180.

| PERFIL | Peso (kg/m) | Sección (cm ²) | W _x (cm ³) | W _y (cm ³) | i _x (cm) | i _y (cm) |
|-----------|-------------|----------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|---------------------|---------------------|
| HEB - 180 | 51.2 | 65.3 | 426 | 151 | 7.66 | 4.57 |

- Cálculo de la carga axial:

$$V_E = N_E = 4871.25 \text{ Kg}$$

$$N = N_E + \text{Peso propio pilar}$$

$$N = 4871.25 + 51.2 \cdot 5 \cdot 1.33 = 5211.73 \text{ Kg}$$

- Momento flector.

$$M_D = M_B = 9037.57 \text{ Kg} \cdot m$$

- Comprobación a Flexocompresión del pilar propuesto:

El pilar es empotrado en la base y con respecto a los ejes de la nave estará:

- Alrededor del eje longitudinal x, el pilar es empotrado – empotrado con posibilidad de desplazamiento. $b = 1$.
- Alrededor del eje transversal y, el pilar es empotrado – articulado ya que hay un arriostramiento que impide el desplazamiento por tanto. $b = 0,7$.

Pandeo alrededor del eje x:

- Longitud $L_g = 500$ cm
- Longitud de pandeo $L_{KX} = b \cdot L_g = 1 \cdot 500 = 500$ cm
- Esbeltez $I_x = \frac{L_{KX}}{i_x} = \frac{500}{7.66} = 66 \quad \Rightarrow \quad w = 1,29$

Pandeo alrededor del eje y:

- Longitud $L_g = 500$ cm
- Longitud de pandeo $L_{KY} = b \cdot L_g = 0,7 \cdot 500 = 350$ cm
- Esbeltez $I_y = \frac{L_{KY}}{i_y} = \frac{350}{4.57} = 77 \quad \Rightarrow \quad \underline{w = 1,46}$

$$s = \frac{N \cdot w}{A} + \frac{M_{max}}{W_x} = \frac{5211.73 \cdot 1,46}{65.3} + \frac{903757}{426} = 2238.02 \text{ Kg/cm}^2 < 2600 \text{ Kg/cm}^2$$

ADMISIBLE

Por tanto adoptamos para el pilar: HEB – 180

Cálculo de la placa de anclaje:

Para el comienzo del cálculo de la placa de anclaje partimos de los siguientes datos:

- Carga axial del pilar: HEB – 180

$N = \text{Reacción} + \text{Peso propio del pilar.}$

$$N = \frac{4871.25}{1,4} + 51.2 \cdot 5 = 3735.46 \text{ Kg}$$

- Momento flector máximo en la base del pilar:

$$M = \frac{6630.30}{1,4} = 4735.92 \text{ Kg} \cdot m$$

Hemos minorado las acciones para comparar a flexión con 1733 kg/cm^2 .

- Excentricidad de cálculo:

$$e = \frac{M}{N} = \frac{4735.92}{3735.46} = 1.26 = 126.7 \text{ cm}$$

- Predimensionamiento de la basa:

$$a = 60 \text{ cm} \qquad b = 0,6 \cdot 0,6 = 0,36 \text{ cm} \longrightarrow 0.4 \text{ cm}$$

$$b = 40 \text{ cm}$$

Para ver que tipo de flexión tenemos que comprobar:

$$\frac{a}{6} = \frac{60}{6} = 10 \text{ cm} < e = 126.7 \text{ cm}$$

$$\frac{3 \cdot a}{8} = \frac{3 \cdot 60}{8} = 22.5 \text{ cm} < e = 126.7 \text{ cm}$$

Se cumple que $\frac{a}{6} < e > \frac{3 \cdot a}{8}$ \Longrightarrow Placa a Flexión Compuesta.

- Cálculo de los parámetros fundamentales:

Denominamos : g = distancia desde el borde de la placa al perno de anclaje y debe estar comprendida entre $0,15 a > g > 0,1 a$
 $9 > g > 6$

Adoptamos $g = 8 \text{ cm}$

$$s = \frac{3}{4}a + \frac{a}{8} - g = \frac{7 \cdot a}{8} - g = \frac{7 \cdot 60}{8} - 8 = 44.5 \text{ cm}$$

$$f = e - \frac{3 \cdot a}{8} = 126.7 - \frac{3 \cdot 60}{8} = 104.2 \text{ cm}$$

$$T = \frac{N \cdot f}{s} = \frac{3735.46 \cdot 104.2}{44.5} = 8746.85 \text{ Kg}$$

$$R = \frac{N \cdot (s + f)}{s} = \frac{3735.46 \cdot (44.5 + 104.2)}{44.5} = 12482.31 \text{ Kg}$$

- Tensión admisible del hormigón de la zapata:

Nuestra zapata es de hormigón armado con resistencia característica $f_{ck} = 250 \text{ kg/cm}^2$ ya que según la EHE no se admiten para hormigones armados de resistencias inferiores a 25 N/mm^2 .

$$s_{adm} = \frac{f_{ck}}{g_c \cdot g_f} = \frac{250}{1,5 \cdot 1,6} = 104,2 \text{ Kg/cm}^2$$

- Tensión a la que se somete el hormigón:

$$s_{ch} = \frac{R}{\frac{a}{4} \cdot b} = \frac{12482.31}{\frac{60}{4} \cdot 40} = 20,8 \text{Kg} / \text{cm}^2 < s_{admH} = 104,2 \text{Kg} / \text{cm}^2$$

- Cálculo del momento flector:

El momento flector máximo al que se somete la placa en el borde del pilar viene dado por la expresión:

$$M = \frac{s_{ch} \cdot a \cdot b}{4} \left(\frac{3 \cdot a}{8} - \frac{c}{2} \right) = \frac{20,8 \cdot 60 \cdot 40}{4} \left(\frac{3 \cdot 60}{8} - \frac{18}{2} \right) = 168480 \text{Kgcm}$$

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

- Cálculo del espesor de placa "t".

El espesor de placa se calcula mediante la siguiente expresión:

$$t = \sqrt{\frac{6 \cdot M}{b \cdot s_{adm}}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 168480}{40 \cdot 1733}} = 3.82 \longrightarrow \text{Adoptamos una placa de 40 mm.}$$

El espesor es excesivo, siendo imposible de soldar con el resto de los elementos. Por ello, habrá que buscar otras soluciones, como por ejemplo desdoblarse la placa y colocar cartelas.

$$t = \sqrt{\frac{6 \cdot M}{s_{adm}}} \quad \text{donde } M \text{ es el mayor de los siguientes momentos:}$$

$$M = \frac{s_{ch} \cdot l^2}{2} = \frac{20,8 \cdot (11)^2}{2} = 1258.4 \text{Kgcm}$$

$$M = \frac{s_{ch} \cdot b}{8} (b - 4 \cdot l) = \frac{20,8 \cdot 40}{8} (40 - 4 \cdot 11) = -416 \text{Kgcm}$$

$$\text{siendo } l = \frac{b - c}{2} = \frac{40 - 18}{2} = 11 \text{cm}$$

$$t = \sqrt{\frac{6 \cdot 1258.4}{1733}} = 2.08 \text{cm} \longrightarrow \underline{\underline{22 \text{ mm}}}$$

El espesor de la placa sigue siendo excesivo desde el punto de vista de compatibilidad a soldadura, por lo que desdoblamos la placa en una placa superior de 10 mm y otra inferior de 12 mm dando le a esta última 1 cm más a cada lado para facilitar la soldadura con la placa superior.

- Placa Inferior 62 x 42 (12 mm de espesor).
- Placa Superior 60 x 40 (10 mm de espesor).

- Espesor de las cartelas:

$$e > \frac{a}{6} \quad \text{debemos comprobar que:}$$

$$\frac{a}{4} > \frac{a-c}{2} \quad \frac{60}{4} > \frac{60-18}{2} \quad 15 \text{ cm} < 21 \text{ cm}$$

Por tanto utilizamos las siguientes expresiones:

$$R = \frac{s_{ch} \cdot b \cdot a}{8} = \frac{20.8 \cdot 40 \cdot 60}{8} = 6240 \text{ Kg}$$

El espesor de la cartela es:

$$e_1 = \frac{2 \cdot R}{(a-c) \cdot s_{adm}} = \frac{2 \cdot 6240}{(60-18) \cdot 1733} = 0,17 \text{ cm}$$

Como espesores tan pequeños no existen comercialmente y en el caso de que existiesen, no sería compatible por soldadura con placa y perfil, adoptamos una cartela con un espesor de $e_1 = 8 \text{ mm}$

- Compatibilidad a Soldadura:

| PIEZA | ESPESOR (mm) | GARGANTA A | |
|----------------|--------------|-------------------|-------------------|
| | | Valor máximo (mm) | Valor mínimo (mm) |
| ALA HEB 180 | 14 | 9.5 | 5 |
| ALMA HEB 180 | 8.5 | 6 | 3,5 |
| PLACA SUPERIOR | 10 | 7 | 4 |
| PLACA INFERIOR | 12 | 8 | 4 |
| CARTELA | 8 | 5.5 | 3 |

Se comprueba que todas las piezas son soldables.

- Diámetro y posición de los redondos de anclaje.

Se van a utilizar barras corrugadas de acero B 400S de $f_{yk} = 4100 \text{ kg/cm}^2$:

$$s_{adm} = \frac{f_{yk}}{g_s} = \frac{4100}{1,15}$$

$T = 8746.85 \text{ kg}$ debe ser vencida por los pernos de anclaje por tanto:

$$T \leq n \frac{p f^2}{4} s_{adm} \quad \Longrightarrow \quad 8746.85 \leq 2 \frac{p f^2}{4} \cdot \frac{4100}{1,15} \quad \text{despejando } \emptyset$$

$$f = \sqrt{\frac{2 \cdot 8746.85}{p} \cdot \frac{1,15}{4100}} = 1.25 \text{ cm}$$

Ahora vemos si cumple la cuantía geométrica mínima. En el tema de placas se establece que la cuantía geométrica mínima es del 2‰ en cada una de las armaduras, longitudinal y transversal.

$$A_p = 2‰ \cdot a \cdot b = 2‰ \cdot 62 \cdot 42 = 5.208 \text{ cm}^2$$

$$3 \text{ } \varnothing 16 \text{ mm} \longrightarrow 6.03 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Cumple}$$

La placa llevara por tanto 8 $\varnothing 16$ mm con lo que se consigue además cumplir la norma de que la separación entre ejes de redondos no debe ser superior a 30 cm.

La separación entre redondos será:

$$s = \frac{a - 2 \cdot g}{2} = \frac{60 - 2 \cdot 8}{2} = 22 \text{ cm}$$

$$s' = \frac{b - 2 \cdot g}{2} = \frac{40 - 2 \cdot 8}{2} = 12 \text{ cm}$$

- Cálculo de la longitud de anclaje de los redondos:

Los redondos de anclaje se proyectan con terminación en patilla; Para que las barras estén en Posición I se debe cumplir:

$$L_b = m \cdot f^2 \leq \frac{f_y k}{20} f$$

Donde $m = 12$ para hormigón de resistencia característica 250 kg/cm^2 y para un acero B 400S, de resistencia característica 410 N/mm^2 .

$$L_b = 12 \cdot 1,6^2 = 30.72 \text{ cm} \leq \frac{410}{20} \cdot 1,6 = \underline{\underline{32.8 \text{ cm}}}$$

Por tanto como $L_b = 32.8 \text{ cm}$

$$L_{b \text{ neta}} = L_b \cdot b \cdot \frac{A_s}{A_s \text{ real}} = 32.8 \cdot 0,7 \cdot \frac{5.208}{6.03} = 19.83 \text{ cm}$$

L_b neta debe de cumplir:

$$\geq 10 f = 10 \cdot 1,6 = 16 \text{ cm}$$

$$\geq 15 \text{ cm}$$

$$\geq \frac{2}{3} \cdot L_b = \frac{2}{3} \cdot 32.8 = 21.86 \text{ cm} \longrightarrow \text{Para facilitar el montaje}$$

adoptaremos una longitud de redondos de 50 cm.

Cálculo de la zapata:

• Cargas en la base del pilar:

- Placa de anclaje 60 x 40 cm con un perfil HEB – 180
- $N_o = 3735.46 \text{ kg}$
- $M_o = 4735.92 \text{ kg m}$
- $V_o = \frac{4821.20 \text{ Kg}}{1,5} = 3214.13 \text{ Kg}$

• Dimensión de la zapata:

- Se prevé una zapata excéntrica de 2.1 m de largo, en el eje transversal de la nave, 1,8 m de ancho, en el eje longitudinal de la nave y 1 m de canto o profundidad con 10 cm de hormigonado de limpieza. El pilar se colocara excéntrico, a una distancia de 1.4 m desde su eje hasta el borde exterior de la zapata. La excentricidad física.

$$e_f = 40 \text{ cm.}$$

$$L = 2.1 \text{ m}$$

$$B = 1.8 \text{ m}$$

$$H = 1,00 \text{ m}$$

• Cargas en la base de la zapata:

- $N = N_o + B \cdot L \cdot h \cdot g_h = 3735.41 + 1,8 \cdot 2.1 \cdot 1 \cdot 2500 = 13185.41 \text{ Kg}$
- $N = 131.85 \text{ KN}$
- $M = M_o + V_o \cdot h = 4735.92 + 3214.13 \cdot 1 = 7950.05 \text{ Kg} \cdot \text{m}$
- $M = 79.5 \text{ Kg} \cdot \text{m}$
- $V = V_o = 3214.13 \text{ Kg} = 32.14 \text{ KN}$

- Comprobación a realizar:

1. Comprobación de estabilidad:

1.1. Seguridad a vuelco:

$$C_{sv} = \frac{131.85 \cdot \left(\frac{2.1}{2} + 0.4 \right)}{79.5} = 2.4 > 1,5 \quad \Rightarrow \quad \text{VALIDO}$$

1.2. Comprobación a deslizamiento:

En nuestro caso no es necesario puesto que las zapatas irán arriostradas mediante un zuncho de atado.

1.3. Comprobación a hundimiento:

Debemos calcular la excentricidad para conocer el tipo de distribución de tensiones que tenemos:

$$e_m = \frac{M}{N} = \frac{79.5}{131.85} = 0,6m$$

$$e = e_m - e_f \quad e = 0,6 - 0,4 = 0,2m$$

$$\frac{L}{6} = \frac{2.1}{6} = 0.35m$$

Por tanto $e < \frac{L}{6}$ $0,2m < 0,35m$ y la distribución de cargas en el terreno corresponde a una distribución trapezoidal de tensiones.

$$s_{max} = \frac{N}{L \cdot B} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{131.85}{2.1 \cdot 1.8} \left(1 + \frac{6 \cdot 0.2}{2.1}\right) = 54.81 KN/m^2$$

$$s_{min} = \frac{N}{L \cdot B} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{131.85}{2.1 \cdot 1.8} \left(1 - \frac{6 \cdot 0.2}{2.1}\right) = 14.95 KN/m^2$$

$$s_{med} = \frac{s_{max} + s_{min}}{2} = \frac{54.81 + 14.95}{2} = 34.88 KN/m^2$$

Comprobamos que: $s_{max} \leq 1,25 \cdot s_{adm}$

$$54.81 KN/m^2 \leq 1,25 \cdot 200 KN/m^2 = 250 KN/m^2 \quad \Rightarrow \quad \text{ADMISIBLE}$$

2. Cálculo estructural de la zapata

2.1 Determinación del tipo de zapata:

El vuelo físico de la zapata (distancia desde el borde de la placa hasta el final de la zapata) es:

$$V = \frac{L - a}{2} + e_f = \frac{2.1 - 0.6}{2} + 0.4 = 1.15m$$

Calcular el intervalo en el que se encuentra comprimida el vuelo:

$$2 \cdot h = 2 \cdot 1 = 2m$$

$$V < 2h \quad \text{por tanto según la instrucción EHE se trata de una} \\ 1.15m < 2m \quad \text{ZAPATA RIGIDA.}$$

Al tratarse de una zapata rígida hay que realizar la comprobación a flexión en una sección S_1 .

2.2. Cálculo a Flexión:

- Obtención de las tensiones de cálculo:

$$s_{Zapata} = h \cdot g_h = 1 \cdot 25 = 25 KN/m^2$$

$$s_{Max} = s_{max} - s_{Zapata} = 54.81 - 25 = 29.81 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$s_{Med} = s_{med} - s_{Zapata} = 34.88 - 25 = 9.88 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Ahora al ser zapata rígida, empleamos el método de bielas y tirantes.

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

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

$$a = 140 \text{ mm} \quad (\text{anchura del pilar})$$

$$s_d = \frac{R_{1d}}{0.85 \cdot d} \cdot (x_1 - 0.25 \cdot a) = A_s \cdot f_{yd}$$

$$R_{1d} = \left(\frac{s_{Med} + s_{Max}}{2} \right) \cdot \text{Superficie Media} = \left(\frac{9.88 + 29.81}{2} \right) \cdot \left(1 \cdot \frac{1}{2} \right) = 9.92 \text{ KN}$$

$$X_1 = \frac{L^2}{4} \left(\frac{2 \cdot s_{Max} + s_{Med}}{6} \right) \cdot \frac{b}{R_{1d}} = \frac{2.1^2}{4} \cdot \left(\frac{2 \cdot 29.81 + 9.88}{6} \right) \cdot \frac{1.8}{9.92} = 2.31 \text{ m}$$

$$s_d = \frac{R_{1d}}{0.85 \cdot d} \cdot (x_1 - 0.25 \cdot a) = \frac{9.92}{0.85 \cdot 0.95} \cdot (2.31 - 0.25 \cdot 1.8) = \underline{\underline{22.85 \text{ KN}}}$$

Con esta capacidad:

$$22.85 \text{ KN} = A_s \cdot f_{yd} \quad A_s = \frac{22.85}{\frac{41}{1.15}} = \underline{\underline{0.64 \text{ cm}^2}} \quad \Leftrightarrow \quad \text{Por Flexión.}$$

- Cuantía geométrica mínima:

$$A_s \geq 2 \text{‰} \cdot b \cdot d \quad A_s \geq 2 \text{‰} \cdot 1800 \cdot 950 = 3420 \text{ mm}^2$$

- Cuantía mecánica mínima:

$$A_s \geq 0,04 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad A_s \geq 0,04 \cdot 1800 \cdot 950 \cdot \frac{\frac{25}{1,5}}{\frac{410}{1,15}} = 3197.56 \text{ mm}^2$$

$$\text{Por tanto} \quad A_s \geq 3420 \text{ mm}^2 \longrightarrow \underline{\underline{34.2 \text{ cm}^2}}$$

Utilizamos barras de diámetro 20mm.

$$2280 = n \frac{p \cdot 20^2}{4} \quad n = \frac{3420 \cdot 4}{20^2 \cdot p} = 10.88 \longrightarrow 11$$

Utilizamos 11 \emptyset 20 mm con un área: $A = 34.54 \text{ cm}^2$

La separación entre redondos será:

$$S = \frac{B - 2 \cdot d'}{6} = \frac{1800 - 2 \cdot 50}{10} = 170 \text{ mm} \quad \Longrightarrow \quad 17 \text{ cm.}$$

- La Armadura Transversal: se pondrá la misma en un ancho igual a B por tanto tendrá la misma separación entre redondos.

$$11 \text{ } \varnothing 20 \text{ mm separadas } 17 \text{ cm.}$$

- Cálculo de la Longitud de Anclaje:

La longitud de anclaje es la prolongación de las armaduras desde el extremo de la zapata hacia la superficie. Se tomará como longitud neta de anclaje el primer múltiplo de 5 superior al mayor de los siguientes valores:

$$\geq 10 f = 10 \cdot 2 = 20 \text{ cm}$$

$$\geq 15 \text{ cm}$$

$$\geq \frac{1}{3} \cdot Lb \quad \text{siendo } Lb = m \cdot f^2 < \frac{f_y k}{20} f$$

Donde $m = 12$ para hormigón de resistencia característica 250 kg/cm^2 y para un acero B 400S, de resistencia característica 410 N/mm^2 .

$$Lb = 12 \cdot 2^2 = 48 \text{ cm} < \frac{410}{20} \cdot 2 = 41 \text{ cm}$$

$$\geq \frac{1}{3} \cdot 48 = 16 \text{ cm}$$

Por lo que adoptamos $Lb_{\text{neta}} = 20 \text{ cm}$

- Comprobación a Esfuerzo Cortante

Con $V < d$, la sección de referencia queda fuera del cimiento, y por tanto no es necesario realizar la comprobación a cortante.

$$1.15 \text{ m} < 0,950 \text{ m}$$

- 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 del proyecto y son muy útiles a nivel del proyecto y nos permiten abreviar los cálculos recogidos en la EHE siempre y cuando cumplan las condiciones máximas de diámetro y separación entre barras.

$$s_s = \frac{Td}{A_s} = \frac{22850}{\frac{1,6}{3454}} = 4.13 \text{ N/mm}^2$$

Por tanto las barras de $\varnothing 20$ mm con una separación de 17 cm cumplen con creces las restricciones de las tablas de la EC – 2, no siendo necesaria la comprobación a Fisuración.