INGENIERIA DE LAS EDIFICACIONES

NAVE DE RECRIA

1.- PARAMETROS FUNDAMENTALES

- Luz de la nave: 10 m.
- Longitud de la nave: 30 m.
- Separación entre pilares: 5 m.
- Separación máxima entre correas: 1,5 m.
- Altura de pilares: 4 – 5 m.

La nave se proyecta con una jácena metálica a un agua, con una inclinación de cubierta del 10%, y un material de cubierta de acero galvanizado. La jácena estará apoyada sobre pilares de estructura metálica tipo HEB y zapatas de hormigón armado aisladas.
La separación entre pilares será de 10 m y la altura será 4 m y 5 m.

Las acciones se clasifican como sigue:

1.- Acciones gravitatorias: Son debidas al peso propio de la estructura, sobrecarga por instalaciones y a la sobrecarga de nieve.
El peso propio es la carga debida al peso del elemento resistente, para su cálculo se estimara inicialmente mediante el uso de tablas o fórmulas empíricas, o datos de estructuras de características semejantes.
La sobrecarga de nieve, que se debe al peso de la nieve sobre las superficies de la cubierta, se calcula de acuerdo a la norma NBE-AE 88, que proporciona un valor para la sobrecarga de nieve en función de la altitud topográfica del lugar donde se ubicará la constitución. En el caso de nuestra finca, la altitud es 506 m, correspondiendo un valor de 60 kg/m^2.
Para una cubierta cuya inclinación es del 10%, que corresponde a un ángulo $a = 5{,}71^{\circ} \leq 60^{\circ}$, la sobrecarga característica de nieve por unidad de superficie de proyección horizontal que deberá tomarse, es:

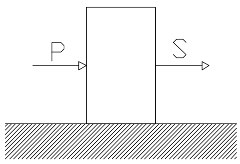
$$60\ Kg/m^2 \cdot Cos\, 5{,}71^{\circ} = 59{,}70\ Kg/m^2 \quad \text{Sobrecarga de nieve.}$$

2.- Acciones del viento: Se han establecido estas acciones según el capitulo 5 de la norma NTE-ECV, en función de la situación, de la altura de coronación y de la velocidad del viento, así como de la esbeltez del edificio.

- Carga total del viento sobre el edificio.
  Debido a que la altura de los pilares que componen la estructura del edificio es distinta, y ya que la carga del viento depende de esta altura, tendremos distintas cargas del viento sobre el edificio.

Toledo pertenece a la zona eólica X.
La situación topográfica de la nave es NORMAL.
Atendiendo a estos parámetros fundamentales, podemos construir la tabla siguiente.

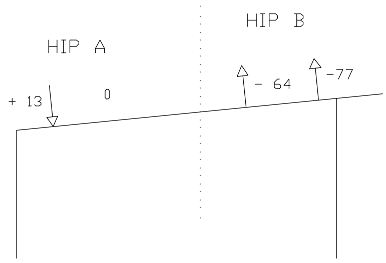
ALTURA	**q (kg/m²)**	**BARLOVENTO (kg/m²)**	**SOTAVENTO (kg/m²)**
3	60	40	20
6	67	44,67	22,33



$$P = \frac{2}{3}q = \frac{2}{3}60 = 40\ Kg/m^2 \qquad S = \frac{1}{3}q = \frac{1}{3}60 = 20\ Kg/m^2$$
$$P = \frac{2}{3}q = \frac{2}{3}67 = 44{,}66\ Kg/m^2 \qquad S = \frac{1}{3}q = \frac{1}{3}67 = 22{,}33\ Kg/m^2$$

- Carga del viento sobre la cubierta:

  Consideramos zona eólica X; altura de la nave hasta la cubierta 5 m, porcentaje de huecos superior al 33% y $a = 5{,}71^{\circ} < 10^{\circ}$, se puede establecer la siguiente hipótesis de viento:



Hipótesis A:
- Faldón a barlovento: + 13 kg/m²
- Faldón a sotavento: 0 kg/m²

Hipótesis B:
- Faldón a barlovento: - 64 kg/m²
- Faldón a sotavento: - 77 kg/m²

La hipótesis más desfavorable será <u>Sobrecarga de Viento + 13 kg/m²</u>

3.- <u>Coeficiente de ponderación</u>: Los coeficientes de mayoración que se aplican al cálculo de la estructura metálica son valores que se obtienen de la Norma NBE-EA 95.
En el caso de la nave que vamos a proyectar nos encontramos en el caso de acciones constantes y combinación de 2 acciones independientes cuyos coeficientes son los siguientes:

- Coeficiente de mayoración de acciones constantes desfavorable: 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 dividiéndolo 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.

$$\frac{2600}{1,5} = 1733 \quad kg/cm^2$$

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

- Coeficiente de minoración del hormigón: ã$_c$ = 1,5
- Coeficiente de mayoración de cargas: ã$_f$ = 1,6
- Coeficiente de minoración del acero: ã$_s$ = 1,15

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

2.- <u>CALCULO DE LAS CORREAS</u>

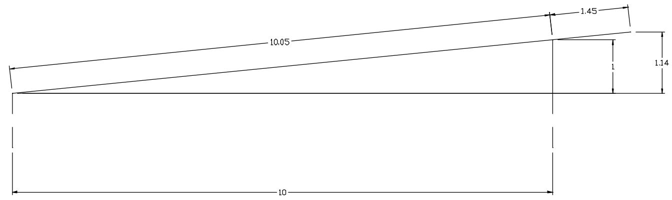
Las correas las vamos a dimensionar con un perfil Z y van a ir montadas cada 2 vanos. La separación máxima entre correas es de 1,5 (al ser acero galvanizado). Vamos a tener en cuenta las siguientes consideraciones geométricas:

$$Tg\ a = \frac{1}{10} = 0,1 \qquad a = \text{arctg } 0,1 \longrightarrow a = 5,71^{o}$$

$$Tga = \frac{H}{Luz} \longrightarrow H = Tga \cdot Luz = Tg5,71^{o} \cdot 10 = 1\ m$$

$$F = Faldón\ de\ la\ cubierta; \quad F = \frac{Luz}{Cosa} = \frac{10}{Cos\ 5,71} = 10,05\ m + 1,45\ m = 11,5\ m$$

Voladizo



$$N^{o}\ vanos = \frac{11{,}5}{1{,}5} = 7{,}66 \longrightarrow \quad 8\ vanos$$

$$\text{Separación entre correas } = \frac{11{,}5}{8} = 1{,}44\ m$$

Por tanto las correas quedan como sigue: 9 Correas separadas 1,44 m

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

PERFIL	**Peso (kg/m)**	**Sección (cm^2)**	**Wx (cm^3)**	**Wy (cm^3)**
Z – 175 x 2	4,47	5,70	27,12	4,26

Cargas Permanentes:

- Peso propio de la correa 4,47 kg/m
- Peso de la Cubierta: Espesor 0,6 mm Peso 15 kg/m^2
  (Contamos con los tornillos, material de sujeción, solapes, etc.).

$$15\ Kg/m^2 \cdot 1{,}44\ m = \underline{21{,}6\ Kg/m}$$

Cargas Variables:

- Peso de la nieve: $59{,}70\ Kg/m^2 \cdot (1{,}44 \cdot Cos 5{,}71^{o}) = \underline{85{,}54\ Kg/m}$
- Viento: $13\ Kg/m^2 \cdot 1{,}44 = \underline{18{,}72\ Kg/m}$

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 restaría peso.
El peso total tiene 2 componentes Px y Py, a ésta última hay que sumarle el valor de la carga del viento.

$$P_X = (4{,}47 + 21{,}6 + 85{,}54)\, Sen 5{,}71^{o} = 11{,}10\ Kg/m$$
$$P_Y = (4{,}47 + 21{,}6 + 85{,}54)\, Cos 5{,}71 + 18{,}72 = 129{,}77\ Kg/m$$

Las correas van montadas como vigas continuas cada dos vanos, por tanto los momentos producidos, serán:

$$M_X = \frac{1}{8} P_Y \cdot L^2$$

$M_Y = \frac{1}{8} P_X \cdot L^2 \longrightarrow$ En el eje Y, coloco tirantillas en el plano medio de la cubierta

L se reduce a $\frac{L}{2}$.

$$M_X = \frac{1}{8} P_Y \cdot L^2 = \frac{1}{8} 129{,}77 \cdot 5^2 = 405{,}53\ Kg \cdot m$$

$$M_Y = \frac{1}{8} P_X \cdot \left(\frac{L}{2}\right)^2 = \frac{1}{8} 11{,}10 \cdot \left(\frac{5}{2}\right)^2 = 8{,}67\ Kg \cdot m$$

- <u>Comprobación a resistencias</u>

$$s = \frac{M_X}{W_X} + \frac{M_Y}{W_Y} < s_{adm} = 1733\ Kg/cm^2.$$

$$s = \frac{40553}{27{,}12} + \frac{867}{4{,}26} = 1698{,}91\ Kg/cm^2 < 1733\ Kg/cm^2. \longrightarrow$$ ADMISIBLE

- <u>Comprobación a Flecha</u>

Según la norma, la flecha máxima admisible para vigas y viguetas de cubierta del tipo Z, siendo l la longitud del vano:

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

Nuestra flecha será:

$$f(mm) = 0{,}415 \cdot \frac{16{,}99 \cdot 5^2}{17{,}5} = 10{,}07\ mm < 25\ mm \longrightarrow$$ ADMISIBLE

3.- <u>CALCULO DEL PORTICO</u>

<u>Cálculo de la jácena</u>:

Se proyecta un IPE – 300

PERFIL	Peso (kg/m)	Sección (cm^2)	Wx (cm^3)	Wy (cm^3)	i_x (cm)	i_y (cm)
IPE - 300	42,2	53,8	557	80,5	12,5	3,35

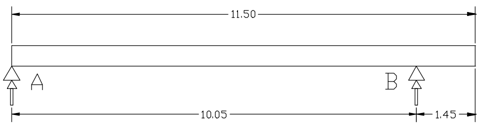
ACCIONES

Peso propio de la viga	42,2 kg/m
Peso de la cubierta	15 kg/m^2
Sobrecarga de nieve	59,70 kg/m^2
Sobrecarga de viento	13 kg/m^2
Peso de correas	4,47 kg/m^2 $\longrightarrow$ $4{,}47 \cdot \dfrac{1}{1{,}44} = 3{,}10\ Kg/m^2$

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

1 $\Sigma F_Y = 0$

$\Sigma M_0 = 0$



$R_A + R_B - q \cdot l = 0$

$$R_A \cdot 0 + R_B \cdot 10{,}05 - q 11{,}5 \frac{11{,}5}{2} = 0$$

$$R_B = \frac{494 \cdot 11{,}5 \cdot \frac{11{,}5}{2}}{10{,}05} = 3250{,}32\ Kg$$

$$R_A = q \cdot l - R_A = 494 \cdot 11{,}5 - 3250{,}32 = 2430{,}67\ Kg$$

$$R_A = 2430{,}67\ Kg$$

$$R_B = 3250{,}32\ Kg$$

2 y **3** $0 \leq X < 10{,}05$

$$Qx = R_A - q \cdot x = 2430{,}67 - 494 \cdot x$$

$$Mx = R_A \cdot x - q \cdot x \cdot \frac{x}{2} = 2430{,}67 \cdot x - 247 \cdot x^2$$

$$10.05 \leq X < 11{,}5$$

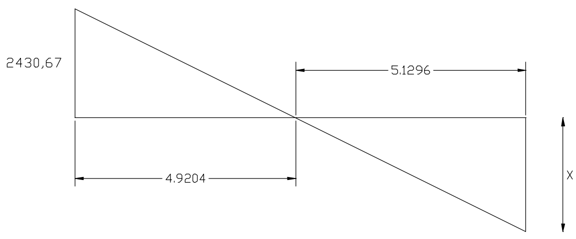
$$Qx = R_A + R_B - q \cdot x = 2430{,}67 + 3250{,}32 - 494 \cdot x = 5681 - 494 \cdot x$$

$$Mx = R_A + R_B (x + 10{,}05) - q \cdot x \cdot \frac{x}{2} = 2430{,}67 \cdot x + 3250{,}32 (x - 10{,}05) - 247 \cdot x^2$$

$$= 5681 \cdot x - 32665{,}7 - 247 \cdot x^2$$

Para Qx = 0 $Q_x = 2430{,}67 - 494 \cdot x = o$ $x = \dfrac{2430{,}67}{494} = 4{,}9204\ m$

x = 10,05 $Q_x = 5681 - 494(10{,}05) = 716{,}3\ Kg$



2430,67 ——— 4,9204
x ——— 5,1296

x = 2534,01 kg
+ 716,3 kg

3250,32 kg

x = 4,9204 m

$$M_X = 2430{,}67 \cdot x - 247 \cdot x^2 = 2430{,}67 \cdot (4{,}9204) - 247 \cdot (4{,}9204)^2 = 5980\ Kg \cdot m$$

x = 10,05 m

$$M_x = 5681 \cdot x - 32665{,}7 - 247 \cdot x^2 = 5681 \cdot (10{,}05) - 32665{,}7 - 247 \cdot (10{,}05)^2 = -519{,}26\ Kg \cdot m$$

x = 11 m

$$M_x = 5681 \cdot x - 32665{,}7 - 247 \cdot x^2 = 5681 \cdot (11) - 32665{,}7 - 247 \cdot (11)^2 = -61{,}7\ Kg \cdot m$$

x = 10 m

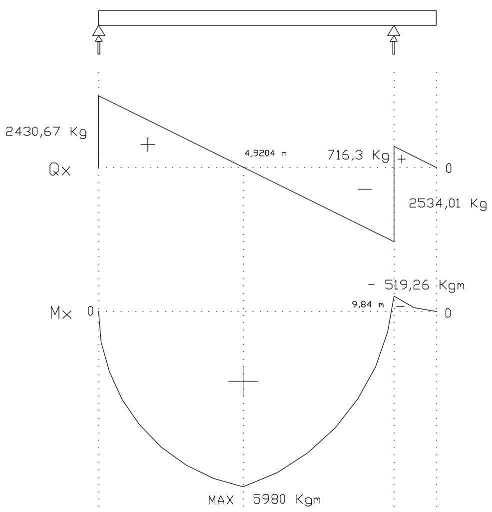
$$M_X = 2430{,}67 \cdot x - 247 \cdot x^2 = 2430{,}67 \cdot (10) - 247 \cdot (10)^2 = -393{,}3\ Kg \cdot m$$

Mx = 0 $\quad M_X = 2430{,}67 \cdot x - 247 \cdot x^2 = 0$

$$x \cdot (2430{,}67 - 247 \cdot x) = 0$$
$$x = 0$$
$$2430{,}67 - 247 \cdot x = 0$$
$$x = 9{,}84\ m$$

X = 9

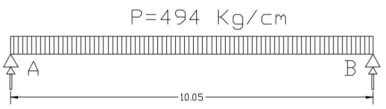
$$M_X = 2430{,}67 \cdot x - 247 \cdot x^2 = 2430{,}67 \cdot (9) - 247 \cdot (9)^2 = 1869{,}03\ Kg \cdot m$$



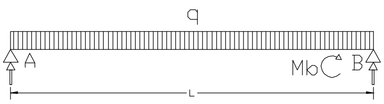
4 Cálculo de la flecha máxima.

⇨ Ahora estudiaremos la parte biapoyada:

Suponemos aislada la viga AB mediante un corte ideal en B:



La viga AB esta sometida a una carga uniformemente repartida de p (kg/m lineal) que determina una línea elástica cuya expresión es:



$\Sigma F_y = 0 \qquad R_A + R_B - q \cdot l = 0$

$\Sigma M_B = 0 \qquad R_B \cdot l - R_A \cdot 0 - q \cdot l \cdot \frac{l}{2} = 0 \qquad \underline{R_B = q \cdot \frac{l}{2}}$

$R_A + q \cdot \frac{l}{2} - q \cdot l = 0 \qquad R_A - q \cdot \frac{l}{2} = 0 \qquad \underline{R_A = q \cdot \frac{l}{2}}$

$$Q_X = -R_B + q \cdot x$$

$$M_X = -R_B \cdot x + q \cdot x \cdot \frac{x}{2} = -q \cdot \frac{l}{2} \cdot x + q \cdot \frac{x^2}{2} = -q\left(\frac{l}{2} \cdot x - \frac{x^2}{2}\right)$$

x = $\frac{l}{2}$ $$M_{max} = -q \cdot \frac{l}{2} \cdot \frac{l}{2} + q\frac{\left(\frac{l}{2}\right)^2}{2} = -q \cdot \frac{l^2}{4} + q \cdot \frac{l^2}{8} = q\left(\frac{l^2}{8} - \frac{l^2}{4}\right) = -q \cdot \frac{l^2}{8}$$

$$M_{max} = -q \cdot \frac{l^2}{8}$$

La ecuación diferencial de la línea elástica será, con los 2 ejes adoptados:

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = -\frac{1}{EIz} q \cdot \left(\frac{l}{2} \cdot x - \frac{x^2}{2}\right) \qquad EIz \cdot \frac{d^2 y}{dx^2} = -q \cdot \left(\frac{l}{2} \cdot x - \frac{x^2}{2}\right)$$

$$EIz \frac{dy}{dx} = -q \cdot \left(\frac{l}{2} \cdot \frac{x^2}{2} - \frac{1}{2} \cdot \frac{x^3}{3}\right) + C_1 = -q \cdot \left(\frac{l \cdot x^2}{4} - \frac{x^3}{6}\right) + C_1$$

El valor de la constante de integración C_1 se obtiene fácilmente, teniendo en cuenta que por la simetría de la elástica, para $x = \frac{l}{2}$, se verifica:

$$\frac{dy}{dx} = 0 \longrightarrow 0 = -q \cdot \left(\frac{l \cdot x^2}{4} - \frac{x^3}{6} \right) + C_1$$

$$0 = -q \cdot \left(\frac{l \cdot \left(\frac{l}{2} \right)^2}{4} - \frac{\left(\frac{l}{2} \right)^3}{6} \right) + C_1$$

$$0 = -q \cdot \left(\frac{l}{4} \cdot \frac{l^2}{4} - \frac{\frac{l^3}{8}}{6} \right) + C_1$$

$$C_1 = q \cdot \left(\frac{l^3}{16} - \frac{l^3}{48} \right) = q\left(\frac{3 \cdot l^3}{48} - \frac{l^3}{48} \right) = q\left(\frac{2 \cdot l^3}{48} \right) = q\left(\frac{l^3}{24} \right)$$

$$\underline{C_1 = q\frac{l^3}{24}}$$

La pendiente $\frac{dy}{dx}$ vendrá definido por la ecuación:

$$EIz\frac{dy}{dx} = -q \cdot \left(\frac{l \cdot x^2}{4} - \frac{x^3}{6} \right) + q\left(\frac{l^3}{24} \right)$$

Integrando de nuevo se tiene:

$$EIz\ y = q\left(\frac{l}{4} \cdot \frac{x^3}{3} - \frac{1}{6} \cdot \frac{x^4}{4} \right) + q\frac{l^3}{24} \cdot x + C_2$$

El valor de la constante de integración C_2 se obtiene sabiendo que para x = 0; y = 0. Su valor es nulo $C_2 = 0$

La ecuación general de la elástica en el tipo de viga estudiado es, por tanto:

$$EI_Z\ Y = q\left(\frac{l \cdot x^3}{12} - \frac{x^4}{24} \right) + \frac{q \cdot l^3}{24} \cdot x = q\left(\frac{2 \cdot l \cdot x^3}{24} - \frac{x^4}{24} - \frac{l^3 \cdot x}{24} \right)$$

$$\underline{Y_1 = \frac{q}{24 \cdot EI_Z}\left[x^4 - 2 \cdot l \cdot x^3 + l^3 \cdot x \right]} \qquad \text{Ecuación de la Elástica}$$

Así mismo, recibe la acción del par M_B, que origina una línea elástica cuya expresión vamos a calcular:

$$-R_A = R_B = \frac{M_B}{l}$$

$$Q_X = \frac{M_B}{l} \qquad \text{Constante}$$

$$M_X = -M_B + R_B \cdot x$$

$$M_X = -M_B + \frac{M_B}{l}\cdot x \longrightarrow \quad M_X = -M_B\left(1-\frac{x}{l}\right)$$

Línea Elástica:

El momento flector Mx vale, tomando momentos de las fuerzas ficticias situadas a la derecha de una sección de abscisa x:

$$M_X = \frac{M_B}{3}\cdot x - \frac{M_B\cdot(l-x)}{l}\cdot x\cdot\frac{x}{2} - \frac{1}{2}\cdot\frac{M_B\cdot x}{l}\cdot x\cdot\frac{2}{3}\cdot x$$

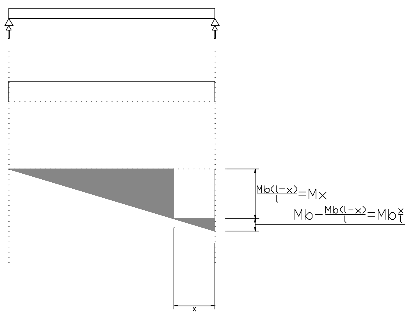
$$M_X = \frac{M_B}{3}\cdot x - \frac{M_B\cdot(l-x)}{l}\cdot\frac{x^2}{2} - \frac{M_B\cdot x^3}{3\cdot l}$$

$$M_X = \frac{M_B\cdot l\cdot x}{3}\left(1-\frac{x^2}{l^2}\right) - \frac{M_B}{2\cdot l}(l-x)\cdot x^2$$

La Ecuación de la Elástica será:

$$Y = \frac{1}{EI_Z}\left[\frac{M_B\cdot l\cdot x}{3}\left(1-\frac{x^2}{l^2}\right) - \frac{M_B}{2\cdot l}(l-x)\cdot x^2\right]$$

Diagrama de Momentos:



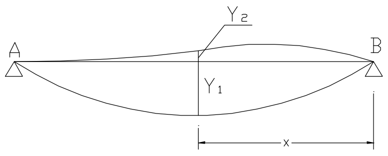
MB —— l

Mx —— l – x

$$M_X = \frac{M_B\cdot(l-x)}{l}$$

$$Y_2 = \frac{M_B}{EI_Z}\left[\frac{l\cdot x}{3}\left(1-\frac{x^2}{l^2}\right) - \frac{x^2\cdot(l-x)}{2\cdot l}\right] \qquad \text{Ecuación Elástica}$$

La flecha para cualquier sección de abscisas x, valdrá:



En el caso que estamos considerando, la flecha máxima continua produciéndose prácticamente en la sección central. Nosotros conocemos que nuestro momento es máximo para x = 5,1296. Dada la muy superior influencia de Y_1, su forma y el hecho de que Y_2 va disminuyendo de B a A.

Con los datos numéricos del problema se tiene:

$$Y_1 5{,}1296 = \frac{4{,}94}{24 \cdot 2{,}1 \cdot 10^6 \cdot 8360}\left[(512{,}96)^4 - \left(2 \cdot 1005 \cdot (512{,}96)^3\right) + 1005^3 \cdot 512{,}96\right] = 3{,}73cm$$

37,35 mm

Para l = 1,45m $M_{max} = -P \cdot \frac{l^2}{2} = -494 \cdot \frac{(1{,}45)^2}{2} = +\ 519{,}26\ Kg \cdot m$ Voladizo.

$$Y_2 5{,}1296 = \frac{51926}{2{,}1 \cdot 10^6 \cdot 8360}\left[\frac{1005 \cdot 512{,}96}{3}\left(1 - \frac{512{,}96^2}{1005^2}\right) - \frac{512{,}96^2 \cdot (1005 - 512{,}96)}{2 \cdot 1005}\right] = 0{,}18cm$$

1,85 mm

$$Y_{max} = 3{,}73 - 0{,}18 = 3{,}55cm \longrightarrow \underline{35{,}5mm}$$

$$f_{max} = \frac{l}{250} = \frac{10050}{250} = 40{,}2mm \longrightarrow \underline{4{,}02cm}$$

$$Y_{max} < f_{adm}$$

$$35{,}5mm < 40{,}2mm$$

ADMISIBLE

Cálculo del pilar 1 (P1):

PERFIL	Peso (kg/m)	Sección (cm^2)	Wx (cm^3)	Wy (cm^3)	i_x (cm)	i_y (cm)
HEB - 120	26,7	34	144	53	5,04	3,06

- Cálculo de la carga axial:

  - Peso de la viga de atado IPN – 100 : $8{,}32 \cdot 5 = 41{,}6\ Kg$
  - Peso propio del pilar HEB – 120 : $26{,}7 \cdot 4 = 106{,}8\ Kg$
  - Reacción de la jácena : $2430{,}67\ Kg$
  - Reacción axial carga total : $41{,}6 + 106{,}8 + 2430{,}67 = 2579{,}07\ Kg$

- Cálculo del momento flector máximo en la base del pilar:

  El pilar es empotrado – articulado en los 2 ejes:
  Vamos a calcular el momento flector máximo:

$$M_{max} = \left(\frac{13}{48} \cdot q \cdot s \cdot h + \frac{c}{2}\right) \cdot h$$

$$c = (m - n) \cdot s \cdot f \cdot \operatorname{sen} a$$

Siendo:
- q carga del viento sobre el cerramiento
- s separación entre pilares o pórticos
- h altura del pilar
- c carga del viento sobre la cubierta

f altura máxima del pórtico
m n carga debida al viento

$$c = (13 - 0) \cdot 5 \cdot 1{,}14 \cdot \operatorname{sen} 5{,}71^{o} = 7{,}37\ Kg$$

$$M_{max} = \left(\frac{13}{48} \cdot 6 \cdot 5 \cdot 4 + \frac{7{,}37}{2} \right) \cdot 4 = \underline{1466{,}4\ Kg \cdot m}$$

- Cálculo del esfuerzo cortante en la base del pilar:

  El esfuerzo cortante en la base del pilar es:

$$Q_{max} = \frac{2}{3} \cdot q \cdot s \cdot h + \frac{c}{2} - \frac{1}{16} \cdot q \cdot s \cdot h$$

$$Q_{max} = \frac{2}{3} \cdot 67 \cdot 5 \cdot 4 + \frac{7{,}37}{2} - \frac{1}{16} \cdot 67 \cdot 5 \cdot 4 = \underline{813{,}26\ Kg}$$

- Comprobación a flexocompresión del pilar.

  El pandeo es empotrado – articulado en los 2 ejes por tanto $b = 0{,}7$; Vamos a calcular el pandeo.

  <u>Pandeo alrededor del eje x</u>:

  - Longitud: Lg = 400 cm
  - Longitud de pandeo: Lgx = â lg = 0,7 . 400 = 280 cm
  - Esbeltez: $lx = \frac{lkx}{ix} = \frac{280}{5{,}04} = 55{,}55 \longrightarrow 56 \longleftrightarrow \quad w = 1{,}18$

  <u>Pandeo alrededor del eje y</u>:

  - Longitud: Lg = 400 cm
  - Longitud de pandeo: Lgy = â lg = 0,7 . 400 = 280 cm
  - Esbeltez: $ly = \frac{lky}{iy} = \frac{280}{3{,}06} = 91{,}5 \longrightarrow 92 \longleftrightarrow \quad w = 1{,}79$

La comprobación a realizar será:

El pilar se debe colocar con su eje más resistente perpendicular al viento:
En nuestro caso el eje más resistente es el eje X.
El pilar al estar arriostrado, esto impide su movimiento en el eje de la pared, por lo que la única posibilidad es un movimiento entorno al eje X.
No hay My pero si Mx debido al viento.

$$s_{max} = \frac{N}{A} \cdot w + \frac{M_X}{W_X}$$

$$s_{max} = \frac{2579,07}{34} \cdot 1,79 + \frac{146640}{144} = 1154,11 \; Kg/cm^2 < 1733 \; Kg/cm^2$$

ADMISIBLE

<u>Cálculo de la placa de anclaje pilar 1 (P1)</u>:

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

- Carga axial del pilar HEB – 120

  N = Reacción + Peso propio del pilar.
  N = 2579,07 kg

- Momento flector máximo en la base del pilar:

  M = 1466,4 kg· m

- Excentricidad de cálculo:

  $$e = \frac{M}{N} = \frac{1466,4}{2579,07} = 0,57m \longrightarrow 57cm$$

- Predimensionamiento de la basa:

  a = 0,40 m $\qquad b = 0,6 \cdot 0,4 = 0,24 \longrightarrow 0,25m$
  b = 0,25 m

  Basa: 40 x 25 cm^2

Para ver que tipo de flexión tenemos que comprobar:

$$\frac{a}{6} = \frac{40}{6} = 6,67cm < e = 57cm$$

$$\frac{3a}{8} = \frac{3 \cdot 40}{8} = 15cm < e = 57cm$$

Se cumple que $\frac{a}{6} < e > \frac{3a}{8} \Longrightarrow$ 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 $0,15\,a > g > 0,1\,a$

  $$6 > g > 4$$

  Adoptamos <u>g = 5cm</u>

$$s = \frac{3}{4}a + \frac{a}{8} - g = \frac{7 \cdot a}{8} - g = \frac{7 \cdot 40}{8} - 5 = 30cm$$

$$f = e - \frac{3 \cdot a}{8} = 57 - \frac{3 \cdot 40}{8} = 42cm$$

$$T = \frac{N \cdot f}{s} = \frac{2579{,}07 \cdot 42}{30} = 3610{,}69Kg$$

$$R = \frac{N \cdot (s + f)}{s} = \frac{2579{,}07 \cdot (30 + 42)}{30} = 6189{,}76Kg$$

- Tensión admisible del hormigón de la zapata:

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

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

- Tensión a la que se somete el hormigón:

$$s_{ch} = \frac{R}{\frac{a}{4} \cdot b} = \frac{6189{,}76}{\frac{40}{4} \cdot 25} = 24{,}76Kg / cm^2 < s_{admH} = 104{,}2Kg / cm^2$$

- Cálculo del momento flector:

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

$$M = \frac{s_{ch} \cdot a \cdot b}{4}\left(\frac{3 \cdot a}{8} - \frac{c}{2}\right) = \frac{24{,}76 \cdot 40 \cdot 25}{4}\left(\frac{3 \cdot 40}{8} - \frac{12}{2}\right) = 55710Kgcm$$

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

- Cálculo del espesor de placa “t”.

  El espesor de placa se calcula mediante la siguiente expresión:

$$t = \sqrt{\frac{6 \cdot M}{b \cdot s_{adm}}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 55710}{25 \cdot 1733}} = 2{,}77 \longrightarrow$$ Adoptamos una placa de 30mm.

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

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

$$M = \frac{s_{ch} \cdot l^2}{2} = \frac{24,76 \cdot (6,5)^2}{2} = 523,05 Kgcm$$

$$M = \frac{s_{ch} \cdot b}{8}(b - 4 \cdot l) = \frac{24,76 \cdot 25}{8}(25 - 4 \cdot 6,5) = -77,38 Kgcm$$

siendo $l = \frac{b-c}{2} = \frac{25-12}{2} = 6,5 cm$

$$t = \sqrt{\frac{6 \cdot 523,05}{1733}} = 1,34 cm \longrightarrow \underline{14 \text{ mm}}$$

Como no es compatible a soldadura se desdobla la placa en 2 placas de 7 mm.

- Placa Inferior 42 x 27
- Placa Superior 40 x 25 (ambos de 7 mm de espesor).

- Espesor de las cartelas:

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

$$\frac{a}{4} > \frac{a-c}{2} \qquad \frac{40}{4} > \frac{40-12}{2} \qquad 10 \text{ cm} < 14 \text{ cm}$$

Por tanto utilizamos las siguientes expresiones:

$$R = \frac{s_{ch} \cdot b \cdot a}{8} = \frac{24,76 \cdot 25 \cdot 40}{8} = 3095 Kg$$

El espesor de la cartela es:

$$e_1 = \frac{2 \cdot R}{(a-c) \cdot s_{adm}} = \frac{2 \cdot 3095}{(40-12) \cdot 1733} = 0,12 cm$$

Como espesores tan pequeños no existen comercialmente y en el caso de que existiesen, no seria soldable por soldadura con placa y perfil, adoptamos una cartela con un espesor de $\underline{e_1 = 6 \text{ mm}}$

- Compatibilidad a Soldadura:

		GARGANTA	**A**
PIEZA	**ESPESOR (mm)**	**Valor máximo (mm)**	**Valor mínimo (mm)**
ALA HEB 120	11	7,5	4
ALMA HEB 120	6,5	4,5	2,5
PLACA SUPERIOR	7	4,5	2,5
PLACA INFERIOR	7	4,5	2,5
CARTELA	6	4	2,5

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 fyk = 4100 kg/cm²:

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

T = 3610,69 kg debe ser vencida por los pernos de anclaje por tanto:

$$T \leq n\frac{pf^2}{4}s_{adm} \Longrightarrow 3610{,}69 \leq 2\frac{pf^2}{4}\cdot\frac{4100}{1{,}15} \qquad \text{despejando Ø}$$

$$f = \sqrt{\frac{2\cdot 3610{,}69}{p}\cdot\frac{1{,}15}{4100}} = 0{,}8cm$$

Ahora vemos si cumple la cuantía geométrica mínima. En el tema de placas se establece que la cuantía geométrica mínima es del $2\ {}^0/_{00}$ en cada una de las armaduras, longitudinal y transversal.

$$Ap = 2\ {}^0/_{00}\cdot a\cdot b = 2\ {}^0/_{00}\cdot 42\cdot 27 = 2{,}27cm^2$$

Adoptamos 2 Ø 14 mm se cubre una superficie 3,08 cm²

La placa llevara por tanto 8 Ø 14 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:

$$s = \frac{a-2\cdot g}{2} = \frac{40-2\cdot 5}{2} = 15cm$$

$$s' = \frac{b-2\cdot g}{2} = \frac{25-2\cdot 5}{2} = 7{,}5cm$$

- 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:

$$Lb = m \cdot f^2 \triangleleft \frac{fyk}{20} f$$

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.

$$Lb = 12 \cdot 1{,}4^2 = 23{,}52cm \triangleleft \frac{410}{20} \cdot 1{,}4 = \underline{28{,}7cm}$$

Por tanto como Lb = 28,7 cm

$$Lb\,neta = Lb \cdot b \cdot \frac{As}{As\ \ real} = 28{,}7 \cdot 0{,}7 \cdot \frac{2{,}27}{3{,}08} = 14{,}8cm$$

Lb neta debe de cumplir:

$\geq 10\ f = 10 \cdot 1{,}4 = 14cm$

$\geq 15cm$

$\geq \frac{2}{3} \cdot Lb = \frac{2}{3} \cdot 28{,}7 = 19{,}13cm \longrightarrow$ Para facilitar el montaje adoptaremos una longitud de redondos de <u>50 cm.</u>

<u>Cálculo de la zapata pilar 1 (P1)</u>:

- Cargas en la base del pilar:

  - Placa de anclaje 40 x 25 cm con un perfil HEB – 120
  - No = 2579,07 kg
  - Mo = 1466,4 kg m
  - $Vo = 813{,}26\ Kg$

- Dimensión de la Zapata:

  - Se prevé una zapata de 1,5 m de largo, en el eje transversal de la nave, 1,0 m 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 centrado, donde $e_f = 0$.
    L = 1,50 m B = 1,00 m H = 1,00 m

- Cargas en la base de la zapata:

  - $N = No + B \cdot L \cdot h \cdot g_h = 2579{,}07 + 1 \cdot 1{,}5 \cdot 1 \cdot 2500 = \underline{6329{,}07 Kg}$
  - $N = 63{,}3 KN$
  - $M = Mo + Vo \cdot h = 1466{,}6 + 813{,}26 \cdot 1 = \underline{2280 Kg \cdot m}$
  - $M = 22{,}80 Kg \cdot m$
  - $V = Vo = 813{,}26 Kg = \underline{8{,}13 KN}$

- <u>Comprobación a realizar</u>:

1. Comprobación de estabilidad:

1.1 Seguridad a vuelco:

$$Csv = \frac{N \cdot \left(\frac{L}{2} + e_f\right)}{M} \geq 1{,}5$$

$$Csv = \frac{63{,}3 \cdot \left(\frac{1{,}5}{2} + 0\right)}{22{,}8} = 2{,}08 \geq 1{,}5 \quad \Longrightarrow \quad \text{VALIDO}$$

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:

$$e_m = \frac{M}{N} = \frac{22{,}8}{63{,}3} = 0{,}36m$$

$$e = e_m - e_f \qquad\qquad e = e_m = 0{,}36m$$

$$\frac{L}{6} = \frac{1{,}50}{6} = 0{,}25m$$

Por tanto $e > \frac{L}{6}$ 0,36 m > 0,25 m y la distribución de cargas en el terreno corresponde a una distribución triangular de tensiones, con una zona comprimida y otra traccionada.

Como no puede haber tracción entre el hormigón y el terreno, se acepta que se produce una redistribución de tensiones de forma que se produzca un equilibrio de esfuerzos.

La tensión máxima resultante es:

$$s_{max} = \frac{4N}{3(l-2e)\cdot B} = \frac{4\cdot 63{,}3}{3(1{,}5-2\cdot 0{,}36)\cdot 1} = 108{,}20KN/m^2$$

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

$108{,}20KN/m^2 \leq 1{,}25\cdot 200KN/m^2 = 250KN/m^2 \Longrightarrow$ 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:

$$V = \frac{L-a}{2} + e_f = \frac{1{,}50-0{,}4}{2} = 0{,}55m$$

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

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

V < 2h por tanto según la instrucción EHE se trata de una
0,55 m < 2 m 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:

- Vuelo de cálculo:

$$m = V + \frac{L'-c}{4} = 550 + \frac{400-120}{4} = 620mm$$

$$\frac{s_{max}}{AX} = \frac{s_m}{\overline{AX}-m} \qquad \overline{AX} = \frac{3\cdot L}{2} - 3\cdot e = \frac{3\cdot 1{,}5}{2} - 3\cdot 0{,}36 = \underline{1{,}17m}$$

$$s_m = \frac{\overline{AX}-m}{\overline{AX}} s_{max} \qquad s_m = \frac{1{,}17-0{,}620}{1{,}17}\cdot 108{,}20 = \underline{50{,}86KN/m^2}$$

- Obtención de las tensiones de cálculo:

$$s_{Zapata} = h\cdot g_h = 1\cdot 25 = 25KN/m^2$$
$$s_{Calculo} = s_{max} - s_{Zapata} = 108{,}20 - 25 = 83{,}2KN/m^2$$
$$s_1 = s_{med} - s_{Zapata} = 50{,}86 - 25 = 25{,}86KN/m^2$$

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

$$R1d = \frac{s_c + s_1}{2} \cdot B \cdot \frac{L}{2} = \frac{83{,}2 + 25{,}86}{2} \cdot 1 \cdot \frac{1{,}5}{2} = 40{,}9KN$$

$$X_1 = \frac{\left(\frac{L^2}{4} \cdot \frac{2 \cdot s_c + s_1}{6}\right) \cdot B}{R1d} = \frac{\left(\frac{(1{,}5)^2}{4} \cdot \frac{2 \cdot 83{,}2 + 25{,}86}{6}\right) \cdot 1}{40{,}9} = \underline{0{,}44m}$$

Al tener hormigón de limpieza adoptamos d´ = 50 mm

$$d = h - d´ = 1000 - 50 = 950mm$$

a = 120 mm (anchura del pilar)

$$Td = g_f \cdot \frac{R1d}{0{,}85 \cdot d}\left(X_1 - 0{,}25 \cdot a\right)$$

$$Td = 1{,}6 \cdot \frac{40{,}9}{0{,}85 \cdot 950}\left(440 - 0{,}25 \cdot 120\right) = \underline{33{,}22KN}$$

Con esta capacidad:

$$A = \frac{33{,}22}{\frac{41}{1{,}15}} = 0{,}93 \longrightarrow \underline{100mm^2}$$

- Cuantía geométrica mínima:

$$As \geq 2\,‰ \cdot b \cdot d \qquad As \geq 2\,‰ \cdot 1000 \cdot 950 = 1900mm^2$$

- Cuantía mecánica mínima:

$$As \geq 0{,}04 \cdot b \cdot d \cdot \frac{fcd}{fyd} \qquad As \geq 0{,}04 \cdot 1000 \cdot 950 \cdot \frac{\frac{25}{1{,}5}}{\frac{410}{1{,}15}} = 1776{,}42mm^2$$

Por tanto $As \geq 1900mm^2 \longrightarrow \underline{19cm^2}$

Utilizamos barras de diámetro 20 mm.

$$1900 = n\frac{p \cdot 20^2}{4} \qquad n = \frac{1900 \cdot 4}{20^2 \cdot p} = 6{,}04 \longrightarrow 7$$

7 Ø 20 mm

Utilizamos 7 Ø 20 mm con un área: A = 21,99 cm^2

La separación entre redondos será:

$$S = \frac{B - 2 \cdot d'}{6} = \frac{1000 - 2 \cdot 50}{6} = 150mm \Longrightarrow 15 \text{ cm.}$$

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

7 Ø 20 mm separadas 15 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:

$$\geq 10\, f = 10 \cdot 2 = 20cm$$
$$\geq 15cm$$
$$\geq \frac{1}{3} \cdot Lb \qquad \text{siendo } Lb = m \cdot f^{2} \triangleleft \frac{fyk}{20} f$$

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.

$$Lb = 12 \cdot 2^2 = \underline{48cm} \triangleleft \frac{410}{20} \cdot 2 = 41cm$$
$$\geq \frac{1}{3} \cdot 48 = 16cm$$

Por lo que adoptamos $Lbneta = 20cm$

- 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.

0,55 m < 0,95 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.

$$s_s = \frac{Td}{As} = \frac{33220}{\frac{1,6}{2199}} = 9,44N/mm^2$$

Por tanto las barras de Ø 20 mm con una separación de 15 cm cumplen con creces las restricciones de las tablas de la EC – 2, no siendo necesaria la comprobación a Fisuración.

Cálculo del pilar 2 (P2):

PERFIL	Peso (kg/m)	Sección (cm^2)	Wx (cm^3)	Wy (cm^3)	i_x (cm)	i_y (cm)
HEB - 140	33,7	43	216	79	5,93	3,58

- Cálculo de la carga axial:

  - Peso de la viga de atado IPN – 100 : $8{,}32 \cdot 5 = 41{,}6\ Kg$
  - Peso propio del pilar HEB – 140 : $33{,}7 \cdot 4 = 168{,}5\ Kg$
  - Reacción de la jácena : $3250{,}32\ Kg$
  - Reacción axial carga total : $41{,}6 + 168{,}5 + 3250{,}32 = 3460{,}42\ Kg$

- Cálculo del momento flector máximo en la base del pilar:

  El pilar es empotrado – articulado en los 2 ejes:
  Vamos a calcular el momento flector máximo:

$$M_{max} = \left(\frac{13}{48} \cdot q \cdot s \cdot h + \frac{c}{2} \right) \cdot h$$

$$c = (m - n) \cdot s \cdot f \cdot \operatorname{sen} a$$

Siendo:
- q carga del viento sobre el cerramiento
- s separación entre pilares o pórticos
- h altura del pilar
- c carga del viento sobre la cubierta
- f altura máxima del pórtico
- m n carga debida al viento

$$c = (13 - 0) \cdot 5 \cdot 1{,}14 \cdot \operatorname{sen} 5{,}71^{o} = 7{,}37\ Kg$$

$$M_{max} = \left(\frac{13}{48} \cdot 67 \cdot 5 \cdot 5 + \frac{7{,}37}{2} \right) \cdot 5 = \underline{2286{,}65\ Kg \cdot m}$$

- Cálculo del esfuerzo cortante en la base del pilar:

  El esfuerzo cortante en la base del pilar es:

$$Q_{max} = \frac{2}{3} \cdot q \cdot s \cdot h + \frac{c}{2} - \frac{1}{16} \cdot q \cdot s \cdot h$$

$$Q_{max} = \frac{2}{3} \cdot 67 \cdot 5 \cdot 5 + \frac{7{,}37}{2} - \frac{1}{16} \cdot 67 \cdot 5 \cdot 5 = \underline{1015{,}66\ Kg}$$

- Comprobación a flexocompresión del pilar.

  El pandeo es empotrado – articulado en los 2 ejes por tanto $b = 0{,}7$; Vamos a calcular el pandeo.

  Pandeo alrededor del eje x:

  - Longitud: Lg = 500 cm
  - Longitud de pandeo: Lgx = â lg = 0,7 . 500 = 350 cm
  - Esbeltez: $l x = \frac{lkx}{ix} = \frac{350}{5{,}93} = 59{,}02 \longrightarrow 60 \longleftrightarrow \quad w = 1{,}22$

  Pandeo alrededor del eje y:

  - Longitud: Lg = 500 cm
  - Longitud de pandeo: Lgy = â lg = 0,7 . 500 = 350 cm
  - Esbeltez: $l y = \frac{lky}{iy} = \frac{350}{3{,}58} = 97{,}76 \longrightarrow 98 \longleftrightarrow \quad \underline{w = 1{,}95}$

La comprobación a realizar será:

El pilar se debe colocar con su eje más resistente perpendicular al viento:
En nuestro caso el eje más resistente es el eje x.
El pilar al estar arriostrado, esto impide su movimiento en el eje de la pared, por lo que la única posibilidad es un movimiento entorno al eje x.
No hay My pero si Mx debido al viento.

$$s_{max} = \frac{N}{A} \cdot w + \frac{M_X}{W_X}$$

$$s_{max} = \frac{3460{,}42}{43} \cdot 1{,}95 + \frac{228665}{216} = 1215{,}56\ Kg/cm^2 < 1733\ Kg/cm^2$$

ADMISIBLE

Cálculo de la placa de anclaje pilar 2 (P2):

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

- Carga axial del pilar HEB – 140

  N = Reacción + Peso propio del pilar.
  N = 3460,42 kg

- Momento flector máximo en la base del pilar:

  M = 2286,65 kg· m

- Excentricidad de cálculo:

$$e = \frac{M}{N} = \frac{2286{,}65}{3460{,}42} = 0{,}66m \longrightarrow \quad 66cm$$

- Predimensionamiento de la basa:

a = 0,50 m $\qquad b = 0{,}6 \cdot 0{,}5 = 0{,}30\ m$
b = 0,30 m

Basa: 50 x 30 cm^2

Para ver que tipo de flexión tenemos que comprobar:

$$\frac{a}{6} = \frac{50}{6} = 8{,}33cm < e = 66cm$$

$$\frac{3a}{8} = \frac{3 \cdot 50}{8} = 18{,}75cm < e = 66cm$$

Se cumple que $\frac{a}{6} < e > \frac{3a}{8} \Longrightarrow$ 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 $0{,}15\ a > g > 0{,}1\ a$

$$7{,}5 > g > 5$$

Adoptamos g = 6 cm

$$s = \frac{3}{4}a + \frac{a}{8} - g = \frac{7 \cdot a}{8} - g = \frac{7 \cdot 50}{8} - 6 = 37{,}75cm$$

$$f = e - \frac{3 \cdot a}{8} = 66 - \frac{3 \cdot 50}{8} = 47{,}25cm$$

$$T = \frac{N \cdot f}{s} = \frac{3460{,}42 \cdot 47{,}25}{37{,}75} = 4331{,}25Kg$$

$$R = \frac{N \cdot (s + f)}{s} = \frac{3460{,}42 \cdot (37{,}75 + 47{,}25)}{37{,}75} = 7791{,}67Kg$$

- Tensión admisible del hormigón de la zapata:

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

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

- Tensión a la que se somete el hormigón:

$$s_{ch} = \frac{R}{\frac{a}{4}\cdot b} = \frac{7791{,}67}{\frac{50}{4}\cdot 30} = 20{,}77 Kg/cm^2 < s_{admH} = 104{,}2 Kg/cm^2$$

- Cálculo del momento flector:

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

$$M = \frac{s_{ch}\cdot a\cdot b}{4}\left(\frac{3\cdot a}{8}-\frac{c}{2}\right) = \frac{20{,}77\cdot 50\cdot 30}{4}\left(\frac{3\cdot 50}{8}-\frac{14}{2}\right) = 91517{,}81 Kgcm$$

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

- Cálculo del espesor de placa "t".

El espesor de placa se calcula mediante la siguiente expresión:

$$t = \sqrt{\frac{6\cdot M}{b\cdot s_{adm}}} = \sqrt{\frac{6\cdot 91517{,}81}{25\cdot 1733}} = 3{,}25 \longrightarrow$$ Adoptamos una placa de 35 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 desdoblar la placa y colocar cartelas.

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

$$M = \frac{s_{ch}\cdot l^2}{2} = \frac{20{,}77\cdot (8)^2}{2} = 664{,}64 Kgcm$$

$$M = \frac{s_{ch}\cdot b}{8}(b-4\cdot l) = \frac{20{,}77\cdot 30}{8}(30-4\cdot 8) = -155{,}78 Kgcm$$

siendo $l = \frac{b-c}{2} = \frac{30-14}{2} = 8cm$

$$t = \sqrt{\frac{6\cdot 664{,}64}{1733}} = 1{,}52cm \longrightarrow \underline{18\text{ mm}}$$

Como no es compatible a soldadura se desdobla la placa en 2 placas de 9 mm.

- Placa Inferior 52 x 32
- Placa Superior 50 x 30 (ambos de 9 mm de espesor).

- Espesor de las cartelas:

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

$\frac{a}{4} > \frac{a-c}{2}$ $\frac{50}{4} > \frac{50-14}{2}$ 12,5 cm < 18 cm

Por tanto utilizamos las siguientes expresiones:

$$R = \frac{s_{ch} \cdot b \cdot a}{8} = \frac{20{,}77 \cdot 30 \cdot 50}{8} = 3894{,}38 Kg$$

El espesor de la cartela es:

$$e_1 = \frac{2 \cdot R}{(a-c) \cdot s_{adm}} = \frac{2 \cdot 3894{,}38}{(50-14) \cdot 1733} = 0{,}12 cm$$

Como espesores tan pequeños no existen comercialmente y en el caso de que existiesen, no seria soldable por soldadura con placa y perfil, adoptamos una cartela con un espesor de e_1 = 6 mm

- Compatibilidad a Soldadura:

		GARGANTA	A
PIEZA	**ESPESOR (mm)**	**Valor máximo (mm)**	**Valor mínimo (mm)**
ALA HEB 140	12	8	4
ALMA HEB 140	7	4,5	2,5
PLACA SUPERIOR	9	6	3,5
PLACA INFERIOR	9	6	3,5
CARTELA	6	4	2,5

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 fyk = 4100 kg/cm^2:

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

T = 4331,25 kg debe ser vencida por los pernos de anclaje por tanto:

$$T \leq n \frac{p f^2}{4} s_{adm} \Longrightarrow 4331{,}25 \leq 2 \frac{p f^2}{4} \cdot \frac{4100}{1{,}15}$$ despejando Ø

$$f = \sqrt{\frac{2 \cdot 4331{,}25}{p} \cdot \frac{1{,}15}{4100}} = 0{,}88cm$$

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

$$Ap = 2\permil \cdot a \cdot b = 2\permil \cdot 50 \cdot 30 = 3cm^2$$

Adoptamos 2 Ø 14 mm se cubre una superficie 3,08 cm^2

La placa llevara por tanto 8 Ø 14 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:

$$s = \frac{a - 2 \cdot g}{2} = \frac{50 - 2 \cdot 6}{2} = 19cm$$

$$s' = \frac{b - 2 \cdot g}{2} = \frac{30 - 2 \cdot 6}{2} = 9cm$$

- 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:

$$Lb = m \cdot f^2 \triangleleft \frac{fyk}{20} f$$

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.

$$Lb = 12 \cdot 1{,}4^2 = 23{,}52cm \triangleleft \frac{410}{20} \cdot 1{,}4 = \underline{28{,}7cm}$$

Por tanto como Lb = 28,7 cm

$$Lb\,neta = Lb \cdot b \cdot \frac{As}{As\ \ real} = 28{,}7 \cdot 0{,}7 \cdot \frac{3}{3{,}08} = 19{,}56cm$$

Lb neta debe de cumplir:

$\geq 10\ f = 10 \cdot 1{,}4 = 14cm$

$\geq 15cm$

$\geq \frac{2}{3} \cdot Lb = \frac{2}{3} \cdot 28{,}7 = 19{,}13cm \longrightarrow$ Para facilitar el montaje adoptaremos una longitud de redondos de <u>50 cm.</u>

Cálculo de la zapata pilar 2 (P2):

- Cargas en la base del pilar:

  - Placa de anclaje 50 x 30 cm con un perfil HEB – 140
  - No = 3460,42 kg
  - Mo = 2286,65 kg m
  - $Vo = 1015{,}66\ Kg$

- Dimensión de la zapata:

  - Se prevé una zapata de 1,5 m de largo, en el eje transversal de la nave, 1,0 m 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 centrado, donde $e_f = 0$.
    L = 1,50 m B = 1,00 m H = 1,00 m

- Cargas en la base de la zapata:

  - $N = No + B \cdot L \cdot h \cdot g_h = 3460{,}42 + 1 \cdot 1{,}5 \cdot 1 \cdot 2500 = 7210{,}5 Kg$
  - $N = 72{,}10 KN$
  - $M = Mo + Vo \cdot h = 2286{,}65 + 1015{,}66 \cdot 1 = 3302{,}31 Kg \cdot m$
  - $M = 33{,}02 Kg \cdot m$
  - $V = Vo = 1015{,}66 Kg = 10{,}16 KN$

- Comprobación a realizar:

1. Comprobación de estabilidad:

   1.1 Seguridad a vuelco:

$$Csv = \frac{N \cdot \left(\frac{L}{2} + e_f\right)}{M} \geq 1{,}5$$

$$Csv = \frac{72{,}10 \cdot \left(\frac{1{,}5}{2} + 0\right)}{33{,}02} = 1{,}63 > 1{,}5 \Longrightarrow \text{VALIDO}$$

   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:

$$e_m = \frac{M}{N} = \frac{33{,}02}{72{,}10} = 0{,}46m$$

$$e = e_m - e_f \qquad\qquad e = e_m = 0{,}46m$$

$$\frac{L}{6} = \frac{1{,}50}{6} = 0{,}25m$$

Por tanto $e > \frac{L}{6}$ 0,46 m > 0,25 m y la distribución de cargas en el terreno corresponde a una distribución triangular de tensiones, con una zona comprimida y otra traccionada.
Como no puede haber tracción entre el hormigón y el terreno, se acepta que se produce una redistribución de tensiones de forma que se produzca un equilibrio de esfuerzos.

La tensión máxima resultante es:

$$s_{max} = \frac{4N}{3(l-2e)\cdot B} = \frac{4\cdot 72{,}10}{3(1{,}5-2\cdot 0{,}46)\cdot 1} = 165{,}75KN/m^2$$

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

$$165{,}75KN/m^2 \leq 1{,}25\cdot 200KN/m^2 = 250KN/m^2 \Longrightarrow \text{ADMISIBLE}$$

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:

$$V = \frac{L-a}{2} + e_f = \frac{1{,}50-0{,}50}{2} = 0{,}50m$$

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

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

V < 2h por tanto según la instrucción EHE se trata de una
0,50 m < 2 m 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:

- Vuelo de cálculo:

$$m = V + \frac{L\acute{}-c}{4} = 500 + \frac{500-140}{4} = 590mm$$

$$\frac{s_{max}}{AX} = \frac{s_m}{\overline{AX}-m} \qquad \overline{AX} = \frac{3\cdot L}{2} - 3\cdot e = \frac{3\cdot 1{,}5}{2} - 3\cdot 0{,}46 = \underline{0{,}87m}$$

$$s_m = \frac{\overline{AX}-m}{\overline{AX}} s_{max} \qquad s_m = \frac{0{,}87-0{,}59}{0{,}87}\cdot 165{,}75 = \underline{53{,}34KN/m^2}$$

- Obtención de las tensiones de cálculo:

$$s_{Zapata} = h\cdot g_h = 1\cdot 25 = 25KN/m^2$$
$$s_{Calculo} = s_{max} - s_{Zapata} = 165{,}75 - 25 = 140{,}75KN/m^2$$
$$s_1 = s_{med} - s_{Zapata} = 53{,}34 - 25 = 28{,}34KN/m^2$$

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

$$R1d = \frac{s_c + s_1}{2}\cdot B\cdot\frac{L}{2} = \frac{140{,}75+28{,}34}{2}\cdot 1\cdot\frac{1{,}5}{2} = 63{,}41KN$$

$$X_1 = \frac{\left(\frac{L^2}{4}\cdot\frac{2\cdot s_c + s_1}{6}\right)\cdot B}{R1d} = \frac{\left(\frac{(1{,}5)^2}{4}\cdot\frac{2\cdot 140{,}75+28{,}34}{6}\right)\cdot 1}{63{,}46} = \underline{0{,}46m}$$

Al tener hormigón de limpieza adoptamos d´ = 50 mm

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

a = 140 mm (anchura del pilar)

$$Td = g_f\cdot\frac{R1d}{0{,}85\cdot d}\left(X_1 - 0{,}25\cdot a\right)$$

$$Td = 1{,}6\cdot\frac{63{,}41}{0{,}85\cdot 950}\left(460 - 0{,}25\cdot 140\right) = \underline{53{,}4KN}$$

Con esta capacidad:

$$A = \frac{53{,}4}{\frac{41}{1{,}15}} = 1{,}49 \longrightarrow \underline{150mm^2}$$

- Cuantía geométrica mínima:

$$As \geq 2\,‰ \cdot b \cdot d \qquad\qquad As \geq 2‰ \cdot 1000 \cdot 950 = 1900mm^2$$

- Cuantía mecánica mínima:

$$As \geq 0{,}04 \cdot b \cdot d \cdot \frac{fcd}{fyd} \qquad\qquad As \geq 0{,}04 \cdot 1000 \cdot 950 \cdot \frac{\frac{25}{1{,}5}}{\frac{410}{1{,}15}} = 1776{,}42mm^2$$

Por tanto $As \geq 1900mm^2 \longrightarrow \underline{19cm^2}$

Utilizamos barras de diámetro 20mm.

$$1900 = n\frac{p \cdot 20^2}{4} \qquad\qquad n = \frac{1900 \cdot 4}{20^2 \cdot p} = 6{,}04 \longrightarrow 7$$

7 Ø 20 mm

Utilizamos 7 Ø 20 mm con un área: A = 21,99 cm^2

La separación entre redondos será:

$$S = \frac{B - 2 \cdot d'}{6} = \frac{1000 - 2 \cdot 50}{6} = 150mm \Longrightarrow 15 \text{ cm.}$$

- La Armadura Transversal: se pondrá la misma en un ancho igual a B por tanto tendrá la misma separación entre redondos.
  7 Ø 20 mm separadas 15 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:

$$\geq 10\,f = 10 \cdot 2 = 20cm$$

$$\geq 15cm$$

$$\geq \frac{1}{3} \cdot Lb \qquad \text{siendo } Lb = m \cdot f^{\,2} \lhd \frac{fyk}{20} f$$

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.

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

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

Por lo que adoptamos $Lbneta = 20cm$

- 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.

  0,50 m < 0,950 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.

$$s_s = \frac{Td}{As} = \frac{53400}{\frac{1,6}{2199}} = 15,18 N/mm^2$$

Por tanto las barras de Ø 20 mm con una separación de 15 cm cumplen con creces las restricciones de las tablas de la EC – 2, no siendo necesaria la comprobación a Fisuración.