

2. MEMORIA CONSTRUCTIVA

2.1. SUSTENTACIÓN DEL EDIFICIO

Para la justificación de las características del suelo y los parámetros a considerar para el cálculo del sistema estructural correspondiente a la cimentación se van a realizar dos apartados: Bases de cálculos y estudio geotécnico.

Bases de cálculo

El método de cálculo para el dimensionado de secciones se realiza según la Teoría de los Estados Límites últimos y los Estados Límites de Servicio. El comportamiento de la cimentación debe comprobarse frente a la capacidad portante, resistencia y estabilidad, y la aptitud de servicio.

Las verificaciones de los Estados Límites están basadas en el uso de un modelo adecuado para el sistema de cimentación elegido y el terreno de apoyo de la misma.

Se ha considerado las acciones que actúan sobre el edificio soportado según el Documento Básico Seguridad Estructural. Acciones en la Edificación DB-SE-AE.

Estudio geotécnico

El análisis y dimensionado de la cimentación exige el conocimiento previo de las características del terreno de apoyo, la tipología del edificio previsto y el entorno donde se ubica la construcción.

El terreno es de capas coherentes, nivel freático no superficial, no agresivo, si aparecieran arcillas con cierto grado de expansividad o terrenos colapsables, se tomarán las medidas adecuadas.

Se ha realizado un reconocimiento inicial del terreno donde se pretende ubicar esta edificación, basándose en la experiencia de las obras situadas a menos de 50 m, de reciente construcción, encontrándose un terreno con capas coherentes a la profundidad de la cota de cimentación teórica. De cualquier forma antes de ejecutar la cimentación se realizará un estudio geotécnico para confirmarse las características del terreno y las dimensiones de la cimentación.

2.2. SISTEMA ESTRUCTURAL

2.2.1. CIMENTACIÓN

2.2.1.1. Generalidades

La cimentación se resolverá con zapatas de hormigón armado bajo los pilares a una cota de cimentación de -116 cm. Las zapatas se arriostrarán perimetralmente. Se profundizará la excavación hasta llegar al firme considerado. Sobre el fondo nivelado y limpio se colocará una capa de hormigón de limpieza. Se recomienda realizar la excavación de los últimos 20 cm justo antes del hormigonado. El dimensionado de cada una de las partes de la cimentación aparece detallado en los planos de cimentación.

La resistencia característica del hormigón en los cimientos es $250 \text{ Kg/cm}^2 = 25 \text{ Mpa}$ (HA-25/p/16/IIb).

Se ha estimado una tensión admisible del terreno de $1,5 \text{ Kg/cm}^2$, a la espera de la realización del correspondiente estudio geotécnico para determinar si la solución prevista para la cimentación, así como sus dimensiones y armados son adecuados al terreno existente.

2.2.1.2. Nivel de control y coeficiente de seguridad

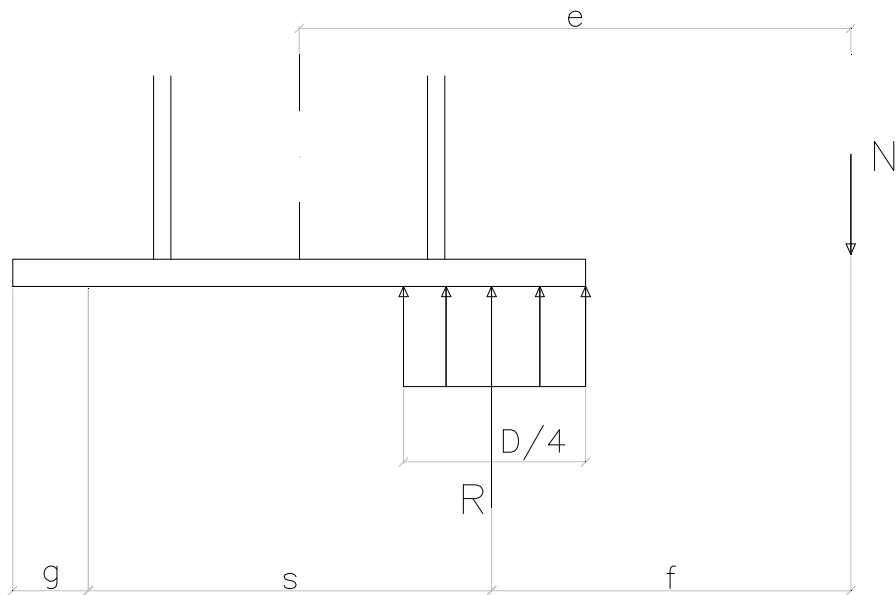
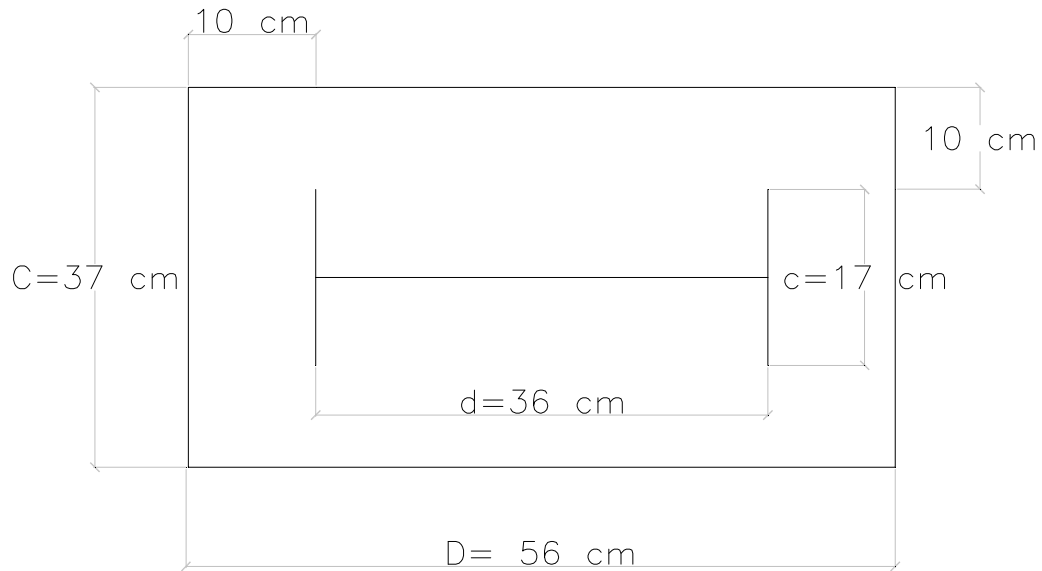
Los materiales que se emplearán en la estructura y sus características más importantes, así como los niveles de control previstos y sus coeficientes de seguridad, son los que se expresan en el siguiente cuadro:

CUADRO DE CARACTERÍSTICAS Y ESPECIFICACIONES DEL HORMIGÓN (EHE)					
SITUACIÓN DEL ELEMENTO EN LA OBRA		CIMENTACIÓN			
AMBIENTE		II-b			
CEMENTO	RELACIÓN AGUA CEMENTO MÁXIMA	0,55			
	CANTIDAD MÍNIMA CEMENTO kg/cm ³	300			
	TIPO DE CEMENTO	CEM-II			
ÁRIDO	CLASE	RODADO			
	TAMAÑO MÁXIMO	16			
HORMIGÓN	DUCTILIDAD	CONSISTENCIA	PLÁSTICA		
		ASIENTO CONO DE ABRAMS: cm	3-5		
		COMPACTACIÓN	VIBRADO		
	RESISTENCIA	A LOS 28 DÍAS	25		
		A LOS 7 DÍAS	16,2		
		A LOS 3 DÍAS	10		
ARMA-DURAS	TIPO DE ACERO		B-400-S		
	RESISTENCIA CARACTERÍSTICA: MPa		400		
MATRÍCULA		HA-25/P/16/IIb			

NIVEL DE CONTROL DE LA OBRA			NORMAL	
	SITUACIÓN		PERSIS. O TRANSITO.	ACCIDENTAL
COEFICIENTES DE SEGURIDAD	MAYORACIÓN CARGAS Art 12.1	PERMANENTES	1,50	1,00
		PERM. VALOR NO CTE.	1,60	1,00
		VARIABLES	1,60	0,00
		ACCIDENTALES	-	1,00
	MINORACIÓN RESIST. Art. 15.3	HORMIGÓN	1,50	1,30
		ACERO	1,15	1,00
HORMIGÓN	NIVEL DE CONTROL		ESTADÍSTICO	
	TIPO DE PROBETAS		CILINDRICA 15 x 30	
	EXTENSIÓN DEL LOTE		1 cada 500 m ²	
	Nº DE AMASADAS POR LOTE		2 (4)	
	Nº DE PROBETAS POR AMASADA		3	
	NIVEL DE CONTROL		NORMAL	
ARMADURA	EXTENSIÓN DEL LOTE		< 40 Tn Se utilizarán aceros certificados	
	PARA 2 PROBETAS POR LOTE Art 90.3.1		* COMPROBACIÓN DE LA SECCIÓN EQUIVALENTE (Art. 31.3) * COMPROBACIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS (Art. 31.2) * ENSAYO DOBLADO-DESDOBLADO (Art. 31.2 Y Art. 31.3)	
	2 VECES DURANTE LA OBRA Y CON UNA		* LÍMITE ELÁSTICO	
	PROBETA POR CADA DIÁMETRO DISTINTO UTILIZADO		* CARGA DE ROTURA	
	Art 90.3.1		* ALARGAMIENTO	
	EN TODOS LOS CASOS SE EXIGIRÁ CERTIFICADO DEL FABRICANTE			

2.2.1.3. Cálculos relativos a la cimentación.

2.2.1.3.1. Cálculo de la placa de anclaje perteneciente a las zapatas de medianera:



Reacciones de cálculo en la base de los pilares:

$$M_{y,Ed} = 137,07 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$N_{Ed} = 66,04 \text{ KN}$$

$$V_{z,Ed} = 43,23 \text{ KN}$$

$$1) \quad \frac{D}{6} = \frac{56}{6} = 9,33 \text{ cm} = 0,0933 \text{ m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{137,07}{66,04} \cdot \frac{m\text{KN}}{\text{KN}} = 2,075 \rightarrow \underline{\text{NO}}$$

$$2) \quad \frac{D}{6} < e < \frac{D}{2} - \frac{d}{3}$$

$$0,0933 < 2,075 < \frac{0,56}{2} - \frac{0,51}{2} = 0,025 \rightarrow \underline{\text{NO}}$$

$$3) \quad e > \frac{3 \cdot D}{8} = 0,21 \text{ m.}$$

$$f = e + \frac{D}{2} - g - s = 207,5 + \frac{56}{2} - 5 - 44 = 186,5 \text{ cm.}$$

$$\sum M_{R=0} \quad T \cdot s = N \cdot f \rightarrow T = \frac{N \cdot f}{s} = \frac{66,04 \cdot 186,5}{44} = 280 \text{ kN}$$

$$\sum M_{T=0} \quad R \cdot s = N (s + f) \rightarrow R = \frac{N \cdot (s + f)}{s} = \frac{66,04 \cdot (44 + 186,5)}{44} = 346 \text{ kN}$$

σ que transmite la placa al cimiento:

$$\sigma_p = \frac{R}{\frac{D}{4} \cdot B} = \frac{346}{14 \cdot 37} = 0,67 \text{ kN/cm}^2 = 67 \text{ kp/cm}^2.$$

σ máxima admisible por el hormigón:

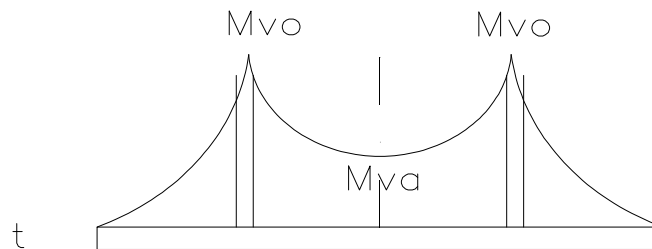
$$\sigma_{adm,H} = \frac{250 \text{ kp/cm}^2}{1,5} = 166,67 \text{ kp/cm}^2 > \sigma_p$$

Momento flector máximo de la placa (borde del pilar)

$$M = \sigma_p \cdot \frac{\text{kp}}{\text{cm}^2} \cdot 10 \text{ cm} \cdot B \text{ cm} \cdot (5 \text{ cm}) = 67 \cdot \frac{\text{kp}}{\text{cm}^2} \cdot 370 \text{ cm}^2 \cdot 5 \text{ cm} =$$

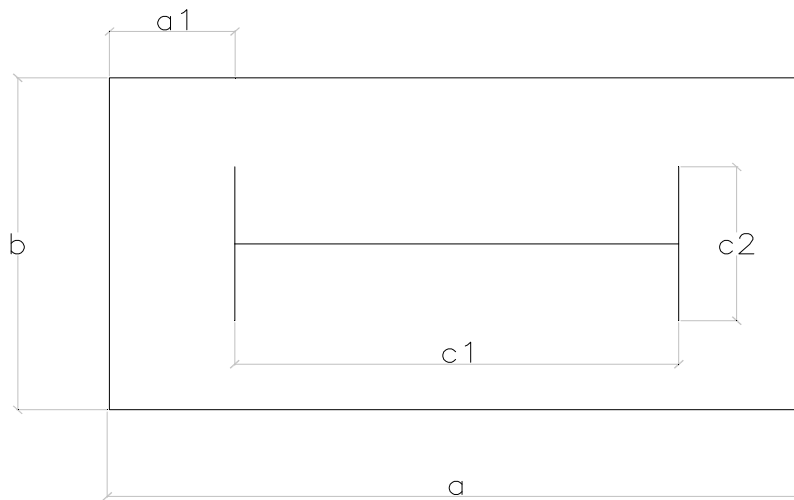
$$= 123.950 \text{ kp} \cdot \text{cm} = 12.395 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

a) Espesor de la placa:



$$\sigma_{adm,acero} = \frac{M}{W} = \frac{M}{\frac{B \cdot e^2}{6}} \rightarrow e = \sqrt{\frac{6M}{B \sigma_{acero}}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 123950 \text{ kp} \cdot \text{cm}}{37 \cdot \frac{2750}{1,05}}} = 2,77 \text{ cm} \rightarrow \text{excesivo.}$$

Procedemos a la instalación de rigidizadores para disminuir el espesor de la placa.



$$M_{VO} = \frac{q \cdot l_1^2}{2} = \frac{\sigma_p \cdot l_1^2}{2} = \frac{67 \text{ kp/cm}^2 \cdot 10 \text{ cm}^2}{2} = 335 \frac{\text{kp} \cdot \text{cm}}{\text{cm}}$$

$$M_{VA} = \frac{q}{2} \left(\frac{b}{2} - 2l_1 \right)^2 = \frac{67 \frac{\text{kp}}{\text{cm}^2}}{2} \left(\frac{37 \text{ cm}}{2} - 2 \cdot 10 \text{ cm} \right)^2 = 75,38 \frac{\text{kp} \cdot \text{cm}}{\text{cm}}$$

$$e = \sqrt{\frac{6 \cdot M}{\sigma_{adm, \text{acero}}}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 335}{\frac{2750}{1,05}}} = 0,88 \approx 1 \text{ cm}$$

Se recomienda no utilizar un espesor inferior al ala del perfil utilizado (12,7 mm) por lo que usamos una placa de espesor igual a 15 mm.

b) Cálculo del espesor de las cartelas:

Se procede al estudio a flexión compuesta de la cartela, pudiéndose encontrar 2 situaciones:

$$a) \quad \frac{a}{4} \geq \frac{a - c_1}{2} \rightarrow R = \frac{\sigma_p \cdot b \cdot (a - c)}{4}$$

$$b) \quad \frac{a}{4} < \frac{a-c_1}{2} \rightarrow R = \frac{\sigma_p \cdot b \cdot a}{8}$$

Espesor de la cartela:

$$e_1 = \frac{2 \cdot R}{\sigma_u \cdot (a - c_1)} \quad \sigma_u = \text{resistencia de cálculo del acero.}$$

σ_p = Tensión aplicada por la placa al hormigón.

En nuestro caso:

$$\left. \begin{array}{l} \frac{a}{4} = 14 \text{ cm} \\ \frac{a-c_1}{2} = \frac{56-36}{2} = 10 \text{ cm} \end{array} \right\} R = \frac{\sigma_p \cdot b \cdot (a-c)}{4}$$

$$R = \frac{67 \text{ Kp/cm}^2 \cdot 37 \text{ cm} \cdot (56 \text{ cm} - 25 \text{ cm})}{4} = 19.212 \text{ kp} = \underline{192,1 \text{ kN}}$$

$$e_1 = \frac{2 \cdot R}{\sigma_u \cdot (a - c_1)} = \frac{2 \cdot 19212 \text{ Kp}}{\frac{2750}{1,05} \text{ kp/cm}^2 \cdot (56 - 36)} = \underline{0,73 \approx 0,8 \text{ cm}}$$

c) Cálculo de los pernos de anclaje:

$$a) \quad \sigma_{up} = f_{yd} = \frac{4100}{1,15} = 3565 \text{ Kg/cm}^2 \geq \frac{T}{n_\phi \cdot A_{r\phi}}$$

$$n \cdot A_\phi \geq \frac{28.000}{3565} = \underline{7,85 \text{ cm}^2} \rightarrow \text{Área Total de tornillos a tracción.}$$

3 tornillos a tracción $\rightarrow A_{\Phi} = \frac{7,85}{3} = 2,62 \text{ cm}^2 \rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \cdot 2,62}{\pi}} \rightarrow$ **Diámetro de los pernos = 1,83 cm \rightarrow 20 mm**

Longitud de anclaje: (EHE) Tabla 66.5.2.a \rightarrow acero B400S
HA25 $\left. \vphantom{\begin{array}{l} \text{acero B400S} \\ \text{HA25} \end{array}} \right\} m = 12$

$$l_{b_l} = m \cdot \Phi^2 \geq \frac{f_{yk}}{20} \cdot \Phi$$

Φ : Diámetro de la barra en cm.

m: coeficiente numérico.

$$l_{b_l} = 12 \cdot (2,0)^2 = 48 \text{ cm} \geq \frac{400}{20} \cdot 2,0 = 40 \text{ cm}$$

$$l_{b_{neta}} = l_b \cdot \beta \cdot \frac{A_s}{A_{s,real}}$$

β = factor de reducción en función del tipo de anclaje extremo.

$$\beta = 1$$

A_s = Área de la sección de la armadura a tracción.

$A_{s,real}$ = Sección real del acero.

$$A_s = n \cdot A_r = 3 \cdot 2,62 \text{ cm}^2 = 7,86 \text{ cm}^2.$$

$$A_{s,real} = 3 \cdot \frac{\pi \cdot \Phi^2}{4} = 3 \cdot \frac{\pi \cdot (2,0)^2}{4} = \underline{9,42 \text{ cm}^2}.$$

$$l_{b_{neta}} = 48 \text{ cm} \cdot 1 \cdot \frac{7,86}{9,42} = \underline{40,0 \text{ cm}}$$

$$\text{EHE } 66.5.1 \rightarrow b_{\text{neta}} \geq \begin{cases} \text{a) } 10 \cdot \Phi = 32 \text{ cm} \\ \text{b) } 15 \text{ cm} \\ \text{c) } l_{b/3} = 21,33 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \text{CUMPLE}$$

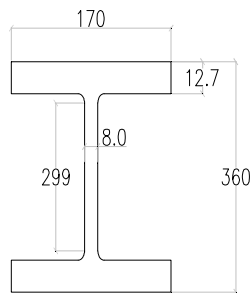
d) CÁLCULO DE LA UNIÓN SOLDADA PILAR-PLACA:

$$M_{y,Ed} = 137,07 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$N_{Ed} = 66,04 \text{ kN}$$

$$V_{z,Ed} = 43,23 \text{ kN}$$

Gargantas



Chapa: 14,0 mm

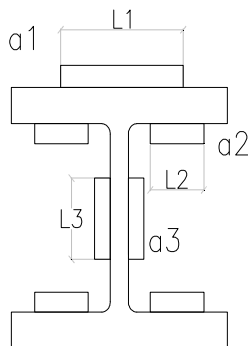
Ala: 12,7 mm

Alma: 8,0 mm

9,5 mm ---- 5 mm

8,5 mm ---- 4,5 mm

5,5 mm ---- 3 mm



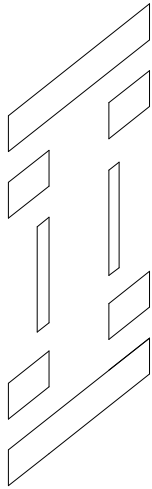
$$\left. \begin{matrix} a_1 \\ a_2 \end{matrix} \right\} \begin{matrix} a_1 = 7 \text{ mm} \\ (ala-chapa) \rightarrow L_1 = 150 \text{ mm} \\ a_2 = 7 \text{ mm} L_2 = 55 \text{ mm} \\ L_3 = 280 \text{ mm} \end{matrix}$$

$$a_3 \text{ (alma-chapa)} \rightarrow a_3 = 5 \text{ mm}$$

SOLDADURA	AXIL			FLECTOR			CORTANTE		
	σ_I	T_n	T_a	σ_I	T_n	T_a	σ_I	T_n	T_a
S₁	7,42	7,42	--	161,78	161,78	--	--	--	
S₂	7,42	7,42	--	144,35	144,35	--	--	--	
S₃	7,42	7,42	--	123,43	123,43	--	--	--	15,44

Resolución de la Tabla anterior:

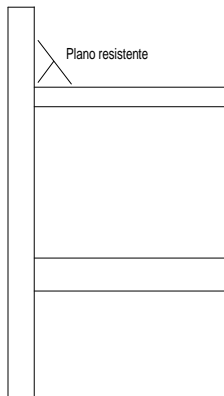
1) **Axil**



$$\sigma = \frac{N_{Ed}}{Área} = \frac{66.040 \text{ N}}{(2 \cdot 150 \cdot 7 \text{ mm}^2) + (4 \cdot 55 \cdot 7 \text{ mm}^2) + (2 \cdot 280 \cdot 5 \text{ mm}^2)}$$

$$= \frac{66.040 \text{ N}}{6.440 \text{ mm}^2} = \underline{\underline{10,25 \text{ N/mm}^2}}$$

SOLDADURA 1

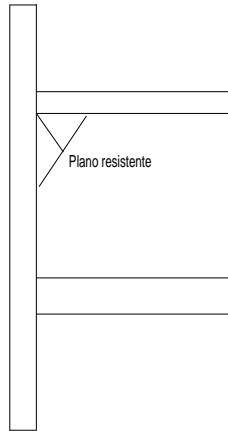


$$\sigma_l = 10,5 \cdot \frac{\sqrt{2}}{2} = 7,42 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_n = 10,5 \cdot \frac{\sqrt{2}}{2} = 7,42 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_a = 0$$

SOLDADURA 2

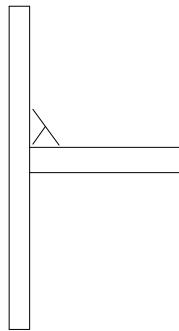


$$\sigma_t = 10,5 \cdot \frac{\sqrt{2}}{2} = 7,42 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_n = 10,5 \cdot \frac{\sqrt{2}}{2} = 7,42 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_a = 0$$

SOLDADURA 3

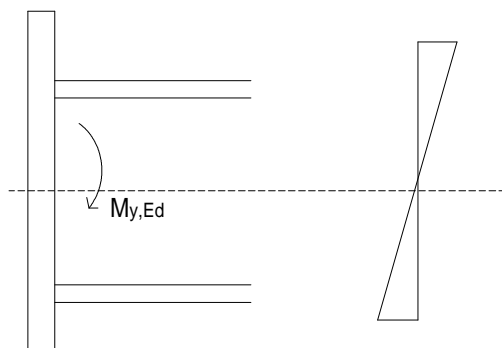


$$\sigma_t = 10,5 \cdot \frac{\sqrt{2}}{2} = 7,42 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_n = 10,5 \cdot \frac{\sqrt{2}}{2} = 7,42 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_a = 0$$

2) Flector



$$\sigma_1 = \frac{M_{y,Ed}}{W_{sold}} = \frac{137.070.000 \text{ N} \cdot \text{mm}}{599.095,4 \text{ mm}^3} =$$

$$\underline{\underline{= 228,79 \text{ N/mm}^2}}$$

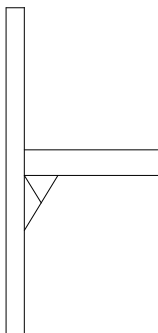
W_{sold} : Módulo resistente a la soldadura.

Para este caso:

$$W_{\text{sold}} = \frac{a_1 \cdot L(h + a_1)^2 + 2 \cdot a_2 \cdot L_2(h - 2T_f - a_2)^2 + \frac{L_3^3 \cdot a_3}{3}}{h + 2a_1} =$$

$$= \frac{7 \cdot 150(360 + 7)^2 + 2 \cdot 7 \cdot 55(360 - 2 \cdot 12,7 - 7)^2 + \frac{280 \cdot 5}{3}}{360 + 2 \cdot 7} = \frac{224061671,9}{374} = 599.095,4 \text{ mm}^3$$

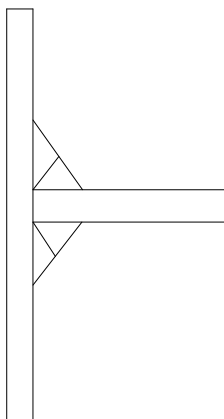
SOLDADURA 1



$$\sigma_i = \tau_n = 228,79 \cdot \frac{\sqrt{2}}{2} = 161,78 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_a = 0$$

SOLDADURA 2



$$\sigma_2 = \sigma_1 \cdot \frac{\frac{h}{2} - T_f - \frac{a_2}{2}}{\frac{h}{2} + \frac{a_1}{2}} = 228,79 \cdot$$

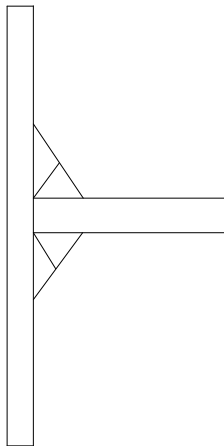
$$\frac{\frac{360}{2} - 12,7 - \frac{7}{2}}{\frac{360}{2} + \frac{7}{2}} = 228,79 \cdot \frac{163,8}{183,5} =$$

$$= 204,15 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_n = \sigma_l = 204,15 \cdot \frac{\sqrt{2}}{2} = 144,35 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_a = 0$$

SOLDADURA 3



$$\sigma_3 = \sigma_1 \cdot \frac{\frac{L_3}{2}}{\frac{h}{2} + \frac{a_1}{2}} = 228,79 \cdot \frac{\frac{280}{2}}{\frac{360}{2} + \frac{7}{2}} = 174,55$$

$$\text{N/mm}^2$$

$$\sigma_l = \tau_n = 174,55 \cdot \frac{\sqrt{2}}{2} = 123,43 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_a = 0$$

3) Cortante (Lo soporta el cordón del alma)

$$\tau_a = \frac{V_{Z,Ed}}{\sum a_3 \cdot L_3} = \frac{43.230 \text{ N}}{2 \cdot 5 \cdot 280 \text{ mm}^2} = \underline{\underline{15,44 \text{ N/mm}^2}}$$

Aplicaremos la **Tensión de VON MISES** a las soldaduras:

$$\sqrt{\sigma_l^2 + 3 \cdot (\tau_n^2 + \tau_a^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}}$$

Tensiones de comparación de los cordones:

$$S_1 = \sqrt{(7,42+161,78)^2 + 3 \cdot [(7,42+161,78)^2 + 0^2]} = 334,76 \text{ N/mm}^2$$

$$S_2 = \sqrt{(7,42+144,35)^2 + 3 \cdot [(7,42+144,35)^2 + 0^2]} = 303,54 \text{ N/mm}^2$$

$$S_3 = \sqrt{(7,42+123,43)^2 + 3 \cdot [(7,42+123,43)^2 + (15,44)^2]} = 263,06 \text{ N/mm}^2$$

Tensión de VON MISES:

$$\frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = \frac{410 \text{ N/mm}^2}{0,85 \cdot 1,25} = 385,9 \text{ N/mm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{CUMPLEN}$$

$$f_u = 410 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Acero S275})$$

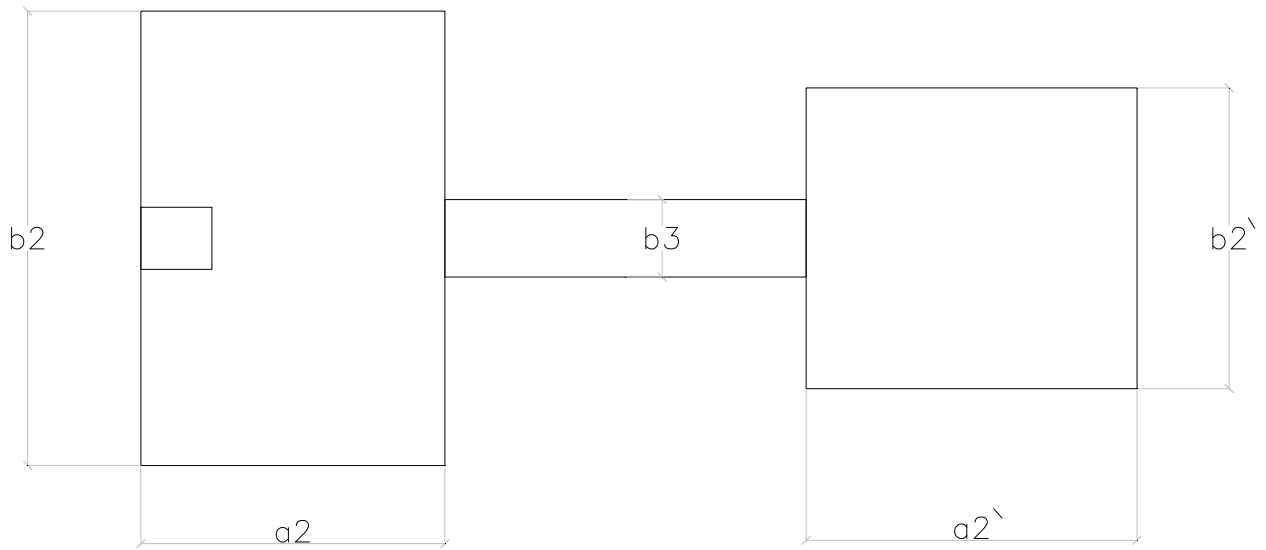
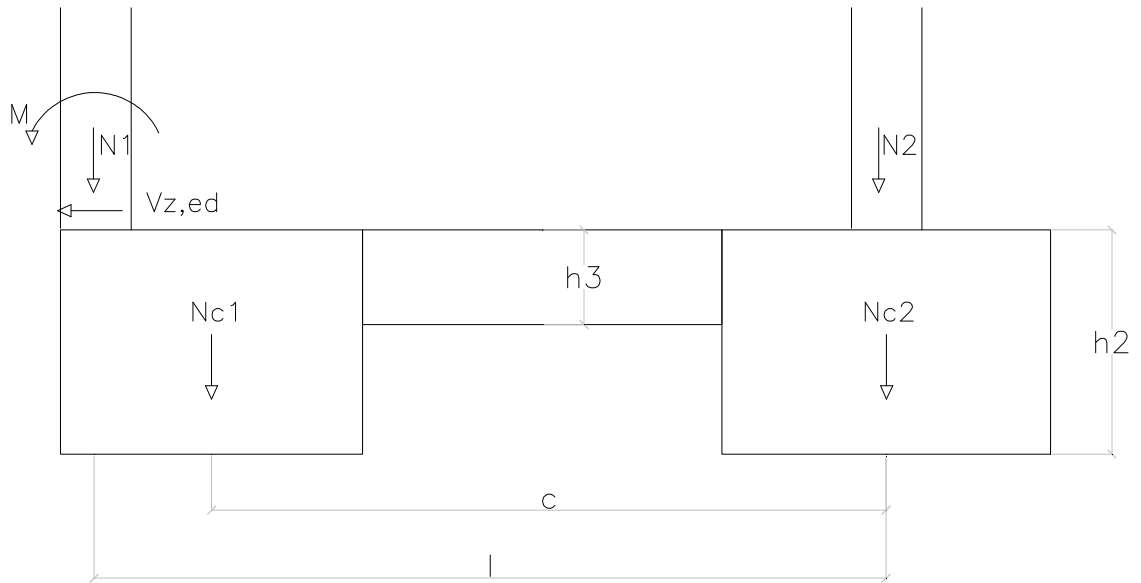
$$\beta_w = 0,85 \quad (\text{Acero S275})$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \quad (\text{Soldaduras})$$

2.2.1.3.2. Cálculo de zapata de medianera con viga centradora:

Debido al momento flector al que está sometida la cimentación, nos vemos obligados a la utilización de una zapata medianera unida por una viga centradora a una zapata interior sin pilar. El esquema del conjunto es el siguiente:

PROYECTO DE EJECUCIÓN NAVE INDUSTRIAL EN EL P.I. "LA MORERA".
UTRERA (SEVILLA)



De donde obtenemos:

$$\begin{cases} N_1 + N_{c1} + N_2 + N_{c2} - R'_1 - R'_2 = 0 & \Sigma F_y = 0 \\ N_1 \cdot l + M - R'_1 \cdot c + N_{c1} \cdot c = 0 & \Sigma M_A = 0 \end{cases}$$

$$R'_1 = \frac{N_1 \cdot l + M}{c} + N_{c1}$$

1º) Condición $R'_2 > 0$

Además se elimina el axil N_2 y el efecto que provoca el peso propio de la zapata a calcular.

$$R'_2 = N_1 + N_{c1} + N_2 + N_{c2} - \frac{N_1 \cdot l + M}{c} - N_{c1} = N_{c2} - N_1 \left(\frac{l}{c} - 1 \right) - \frac{M}{c}$$

$$N_{c2} - N_1 \left(\frac{l}{c} - 1 \right) - \frac{M}{c} > 0$$

$$\sigma'_1 = \frac{R'_1}{a_2 \cdot b_2} = \frac{\frac{N_1 \cdot l + M}{c}}{a_2 \cdot b_2}$$

$$\sigma'_2 = \frac{N_{c2} - N_1 \left(\frac{l}{c} - 1 \right) - \frac{M}{c}}{a'_2 \cdot b'_2}$$

Sin considerar los pesos propios de zapatas y vigas centradoras:

$$R'_2 = N_{c2} - N_1 \left(\frac{l}{c} - 1 \right) - \frac{M}{c}$$

$$R'_1 = \frac{N_1 \cdot l + M}{c}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_1 \cdot l + M}{a_2 \cdot b_2 \cdot c}$$

Si no consideramos el peso del bloque utilizado con la viga centradora; $N_{c2} = 0$

$$\sigma_2 = \frac{N_2 - N_1 \cdot \left(\frac{l}{c} - 1 \right) - \frac{M}{c}}{a'_2 \cdot b'_2}$$

Utilizamos los siguientes datos de partida:

$$a_2 = 1 \text{ m} \quad a'_2 = 1,5 \text{ m} \quad c = 3 \text{ m}$$

$$b_2 = 2 \text{ m} \quad b'_2 = 1,5 \text{ m}$$

$$h_2 = 1 \text{ m} \quad h'_2 = 1 \text{ m}$$

Considerando una densidad del hormigón armado de $2.500 \text{ kg/m}^3 = 25 \text{ kN/m}^3$

$$N_{c1} = a_2 \cdot b_2 \cdot h_2 \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 1 \text{ m} \cdot 2 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 50 \text{ kN}$$

$$N_{c2} = a'_2 \cdot b'_2 \cdot h'_2 \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 1,5 \text{ m} \cdot 1,5 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 56,25 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} R'_2 &= N_{c2} - N_1 \left(\frac{l}{c} - 1 \right) - \frac{M}{c} = 56,25 \text{ kN} - 106,36 \text{ kN} \cdot \left(\frac{3,22}{3} - 1 \right) - \frac{137,07 \text{ kN} \cdot \text{m}}{3 \text{ m}} = \\ &= 2,76 \text{ kN} > 0 \end{aligned}$$

$$\sigma_2 = \frac{R'_2}{a'_2 \cdot b'_2} = \frac{2,76 \text{ kN}}{1,5 \cdot 1,5 \text{ m}^2} = 1,23 \text{ kN/m}^2 > 0 \text{ y } < 150 \text{ kN/m}^2.$$

$$R'_1 = \frac{N_1 \cdot l + M}{c} = \frac{106,36 \cdot 3,22 + 137,07}{3} = 159,85 \text{ kN} ;$$

$$\sigma_1 = \frac{R'_1}{a_2 \cdot b_2} = \frac{159,85}{1 \cdot 2} = 79,92 \text{ kN/m}^2 < 150 \text{ kN/m}^2$$

Una vez verificadas las condiciones anteriores que validan las dimensiones supuestas, se pretende obtener el armado de las mismas. Para ello, se analizan las zapatas según el modelo de bielas y tirantes.

a) Obtención de la armadura inferior de la zapata medianera:

a.1) Vista 1 (Sentido transversal)

Tomando equilibrio de momentos:

$$T_d \cdot 0,85 \cdot d = R_{2d} \cdot L_1$$

$$T_d = \frac{R_{2d} \cdot L_1}{0,85 \cdot d} = \frac{106,36}{2} \cdot \left(\frac{1,00}{4} - \frac{0,56}{4} \right) = 7,24 \text{ kN}$$

- Entre todas las barras tienen que aguantar **7,24 kN**
- Además de cumplir los mínimos.

a.2) Vista 2 (Sentido longitudinal)

$$T_d \cdot 0,85 \cdot d = R_{2d} \cdot L_1$$

$$L_1 = a - \frac{a}{8} - \frac{a_2}{4} = 2 - \frac{0,56}{8} - \frac{1}{4} = 1,68$$

$$T_d = \frac{R_{2d} \cdot L_1}{0,85 \cdot d} = \frac{106,36}{2} \cdot 1,68 = 110,65 \text{ kN}$$

a.3) Cuantía geométrica mínima:

$$\rho \text{ (losas)} = 2 \text{ } ^0/_{00} \text{ [B400S]}$$

$$\text{Para } \begin{cases} 100 * 100 \rightarrow A_{s1} = 2 \cdot \frac{0}{0,0} * 100 * 100 = 20 \text{ cm}^2 \rightarrow 696 \text{ kN} \rightarrow 10 \Phi 16 \\ 200 * 100 \rightarrow A_{s1} = 2 \cdot \frac{0}{0,0} * 200 * 100 = 40 \text{ cm}^2 \rightarrow 1392 \text{ kN} \rightarrow 20 \Phi 16 \end{cases}$$

a.4) Longitud de anclajes:

Debido a que estas zapatas están sometidas a esfuerzos de tracción se procederá a la colocación de armadura superior. Dicha armadura se resolverá mediante las cuantías mínimas antes calculadas.

b) Obtención de la armadura inferior de la zapata interior (sin pilar):

Mínimos geométricos:

$$A_{s1} = A_{s2} = 2 \cdot \frac{0}{0,0} * 150 * 100 = 30 \text{ cm}^2 \rightarrow 1044 \text{ kN} \rightarrow 15 \Phi 16$$

c) Cálculo de la viga centradora:

c.1) Obtención de la sección y de la armadura longitudinal:

$$\begin{aligned} \Sigma M_a &= 0 & M_d &= N_c * z \\ \Sigma F &= 0 & N_c &= U_{s1} & N_c &= 0,85 * f_{cd} * b * y \\ & & & & z &= d - y/2 \end{aligned}$$

Sustituimos:

$$\begin{aligned} M_d &= 0,85 * f_{cd} * b * y * (d - y/2) \\ 0,85 * f_{cd} * b * y &= U_{s1} \end{aligned}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} y = d \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_d}{0,85 \cdot f_{cd}(MPa) \cdot b(cm) \cdot d^2(cm)}} \right] \\ U_{s1} = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot y \end{array} \right.$$

$$y = 400 \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 136 \text{ kN} \cdot 10^3}{\frac{0,85 \cdot 25}{1,5} (MPa) \cdot 20(cm) \cdot 40^2(cm)}} \right] = 147 \text{ mm}$$

$$U_{s1} = 0,85 \cdot \frac{25}{1,5} \cdot 20 \text{ cm} \cdot 14,7 \text{ cm} \cdot \frac{1}{10} = 416,5 \text{ kN}$$

Comprobar : a) mínimos mecánicos

b) mínimos geométricos

$$a) \quad U_{s1} (\text{kN}) \geq 4 \% f_{cd} (\text{Mpa}) \cdot b (\text{cm}) \cdot h (\text{cm}) \cdot \frac{1}{10}$$

$$U_{s1} (\text{kN}) = 4 \% \cdot \frac{25}{1,5} \cdot 20 \cdot 45 \cdot \frac{1}{10} = 60 \text{ kN}$$

$$b) \quad B-400-S \rightarrow 3,3 \text{ } ^0/_{00}$$

$$A_{s1} \geq \rho \cdot A_c T = 3,3 \text{ } ^0/_{00} \cdot 20 \cdot 45 = 2,97 \text{ cm}^2 \rightarrow 103,3 \text{ kN}$$

$$A_{s2} \geq 30 \% \quad A_{s1} = 0,89 \text{ cm}^2 \rightarrow 31 \text{ kN}$$

Resultado de la viga centradora:

30 cm x 40 cm

Armadura superior: $U_{s1} = 469,2 \text{ kN} \rightarrow 5 \Phi 20 (546,37 \text{ kN})$

Armadura inferior: $U_{s2} = 41,32 \text{ kN} \rightarrow 2 \Phi 12 (78,68 \text{ kN})$

c.2) Obtención de la armadura transversal (estribos):

c.2.1) Comprobación a compresión oblicua:

Mayor cortante capaz de soportar la viga = V_{u1}

$$\text{Cercos} \rightarrow V_{u1} = 0,3 \cdot k \cdot f_{cd} \cdot b_o \cdot d \cdot \frac{1}{10}$$

$$V_{u1} = 0,3 \cdot 1 \cdot \frac{25}{1,5} \cdot 30 \cdot 35,5 \cdot \frac{1}{10} = 532,5 \text{ kN} \leq 58 \text{ kN} \rightarrow \text{OK}$$

Flexión simple \rightarrow (SIN AXILES) $\rightarrow k = 1$

c.2.2) Cortante resistido por el hormigón:

$$V_{cu} = V_{u2} = [0,1 \cdot \xi \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck}}] \cdot b_o \cdot d \text{ kN}$$

$$A_{s1} = 5 \Phi 20$$

$$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{355}} = 1,75$$

$$\rho = \frac{A_{s1}}{b_o \cdot d} = \frac{15,7}{30 \cdot 35,5} = 0,015 \neq 0,02$$

$$V_{u2} = [0,1 \cdot 1,75 \cdot \sqrt[3]{100 \cdot 0,015 \cdot 25}] \cdot 30 \cdot 35,5 \cdot \frac{1}{10} = 62,38 \text{ kN} > 58 \text{ kN} \rightarrow \text{Estribos por mínimos}$$

c.2.3) Estribos mínimos:

– Por compresión oblicua: $V_d < \frac{1}{5} V_{u1} = \frac{532,5}{5} = 106,5 \text{ kN}$

$$S_t \leq 0,8 \cdot d = 0,8 \cdot 35,5 = 28,4 \text{ cm}$$

$$S_t \neq 30 \text{ cm}$$

– Por cuantía mecánica:

$$S_t \leq \frac{A_\alpha \cdot f_{yx} \cdot d}{\sin \alpha} \cdot \frac{1}{0,02 \cdot f_{cd} \cdot b_o} = \frac{2 \cdot \pi \cdot \frac{6^2}{4} \cdot \left(\frac{400}{1,15}\right)}{1} \cdot \frac{1}{0,02 \cdot \left(\frac{25}{1,5}\right) \cdot 300} = 197 \text{ mm}$$

$$\underline{\underline{1 \Phi 6 \text{ a } 18 \text{ cm}}}$$

c.2.4) Cortante resistido por los estribos mínimos:

$d = 35,5 \text{ cm}$ $1 \Phi 6 \text{ a } 18 \text{ cm}$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{S_t}{d} = \frac{18}{35,5} = 0,51 \\ \frac{S_t}{d} = 0,55 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{Acero } \mathbf{B400} \\ \end{array} \Rightarrow 32,22 \text{ kN (Tablas de estribos)}$$

c.2.5) Cortante resistido hormigón + cortante estribos mínimos:

$$V = \underbrace{62,38 \text{ kN}}_{\downarrow \text{hormigón}} + \underbrace{32,22 \text{ kN}}_{\downarrow \text{estribos mín.}} = \mathbf{94,6 \text{ kN}} > V_d = 58 \text{ kN} \quad \mathbf{OK} \Rightarrow \mathbf{NO HAY QUE REFORZAR}$$

c.2.6) Comprobación de fisuración:

$$\frac{V_d - 3 \cdot V_{cu}}{A_\alpha \cdot d} \cdot \sin \alpha = \frac{58.000 - 3 \cdot 62.380}{2 \cdot \left(\frac{\pi \cdot 6^2}{4} \right) \cdot 35,5} \cdot 1 < \mathbf{0} \Rightarrow \mathbf{OK}$$

c.3) Longitudes de Anclaje: $\Phi = 20$

$\Phi = 12$

- Posición I : $l_b = m \cdot \Phi^2 \quad \nless \quad \frac{f_{yk}}{20} \cdot \Phi$

$$\left\{ \begin{array}{l} \Phi : 20 \rightarrow l_b = 12 \cdot (2,0)^2 \quad \nless \quad \frac{400}{20} \cdot (2,0) = 48 \text{ cm} \quad \nless \quad 40 \text{ cm} \\ \Phi : 12 \rightarrow l_b = 12 \cdot (1,2)^2 \quad \nless \quad \frac{400}{20} \cdot (1,2) = 17,28 \text{ cm} \quad \nless \quad \mathbf{24 \text{ cm}} \end{array} \right.$$

- Posición II : $l_b = 1,4 \cdot m \cdot \Phi^2 \quad \nless \quad \frac{f_{yk}}{14} \cdot \Phi$

$$\left\{ \begin{array}{l} \Phi : 20 \rightarrow l_b = 1,4 \cdot 48 \text{ cm} \quad \nless \quad \frac{400}{14} \cdot (2,0) = 67,2 \text{ cm} \approx \mathbf{70 \text{ cm}} \quad \nless \quad 57,14 \text{ cm} \\ \Phi : 12 \rightarrow l_b = 1,4 \cdot 17,28 \quad \nless \quad \frac{400}{14} \cdot (1,2) = 24,19 \text{ cm} \quad \nless \quad 34,28 \approx 35 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$l_{b \text{ neta}} = l_b \cdot \frac{A_{s \text{ nec}}}{A_{s \text{ real}}} = 70 \text{ cm} \cdot \frac{469,2 \text{ kN}}{546,37} = 60,11 \text{ cm} \rightarrow \mathbf{61 \text{ cm}}$$

($\Phi : 20$)

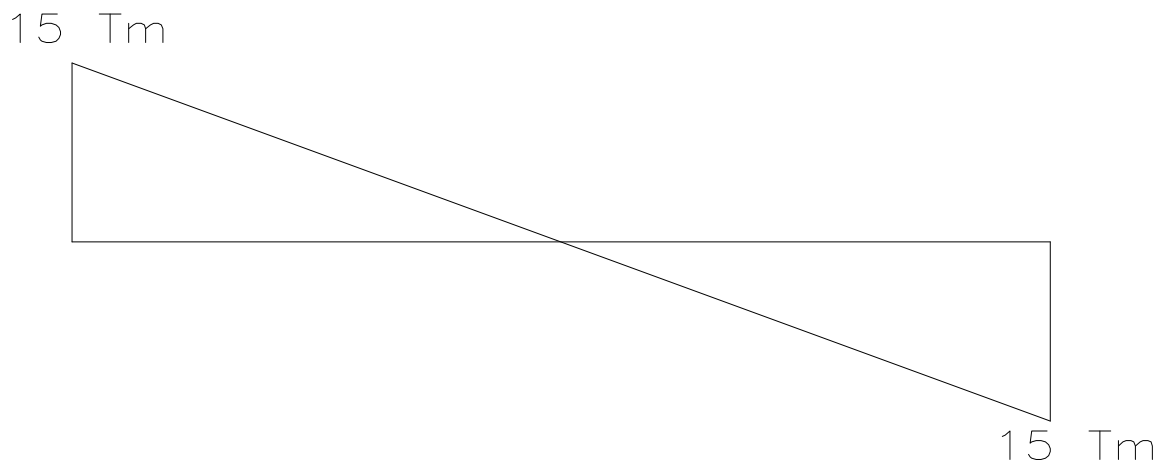
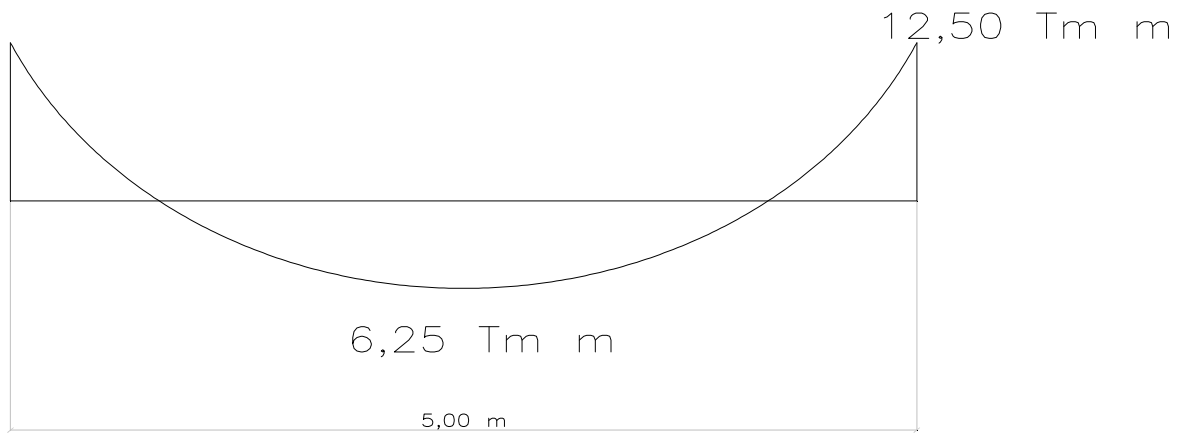
$$l_{b \text{ neta}} = l_b \cdot \frac{A_{s \text{ nec}}}{A_{s \text{ real}}} = 24 \text{ cm} \cdot \frac{41,32 \text{ kN}}{78,68 \text{ kN}} = 12,6 \text{ cm} \rightarrow \mathbf{13 \text{ cm}}$$

($\Phi : 12$)

$$\text{Comprobaciones} \left\{ \begin{array}{l} \nless 15 \text{ cm} \\ \nless 10 \Phi \text{ cm} \left\{ \begin{array}{l} 10 \cdot 2 = 20 \text{ cm} \\ 10 \cdot 1,2 = 12 \text{ cm} \end{array} \right. \\ \nless \frac{2}{3} l_b \text{ compresión} \rightarrow \frac{2}{3} \cdot 24 = \mathbf{16 \text{ cm}} \\ \nless \frac{1}{3} l_b \text{ tracción} \rightarrow \frac{1}{3} \cdot 70 = \mathbf{23,3 \text{ cm}} \end{array} \right.$$

2.2.1.3.3. Cálculo de una viga riostra:

Se procede al análisis de la viga riostra más desfavorable, que nos encontramos en la cimentación de nuestra nave industrial. Dicha viga se encuentra sometida al peso de las placas de hormigón que se usan como cerramiento, se considera empotrada en sus extremos y cuenta con una longitud máxima de 5,00 metros. Por lo que tenemos los siguientes diagramas de momentos flectores y cortantes:



a) Cálculo a flexión simple:

Procedemos al cálculo adimensional de la sección de la viga para obtener el armado longitudinal necesario, utilizando para ello unas tablas de excel desarrolladas durante la realización del Presente Proyecto, obteniendo los siguientes resultados:

Datos de partida:

b (cm)	h (cm)	fck (kN)	fcđ (kN)	Tmax del árido	Ambiente	recubrimiento (cm)
40	40	HA-25	16,66666667	16	"Iib"	3

Ø Estribo (mm)	Acero
6	B-400

Sección	Md (kN-m)	μ	w1	w2	Us1	Us2
40x40	125	0,185	0,207	0	404,078	0
40x40	62,5	0,093	0,097	0	190,434	0

$U_{s0} = 1950 \text{ kN}$

Además de conocer:

dmin (cm)= 24,2367232

d' (cm)= 5,5

d real (cm)= 34,5

a.1. Obtención de los mínimos:

- En el vano

Min. Mec.	Us1 (kN)=	106,666667		
	As1 (kN)=	155,826087		
Min. Geom.				
	As2 (kN)=	46,7478261		
			Pil. Ext. (kN)=	134,6927437
Min. Constr.	Us1 (kN) (Vanos)=	404,078231		
			Pil. Int.(kN)=	101,0195578

-En el apoyo

Min. Mec.	Us1 (kN)=	106,666667
	As1 (kN)=	155,826087
Min. Geom.	As2 (kN)=	46,7478261

a.2. Comprobación a compresión oblicua:

$Vu1 = 690 \text{ kN} > 150 \text{ kN}$ (Mayor cortante)

a.3. Comprobación del ancho necesario:

En el apoyo necesitamos una armadura de tracción capaz de soportar 404,078 kN por lo que podemos usar 6 Φ 16 (420 kN) mejor que 4 Φ 20, mientras que para el vano nos será suficiente con 3 Φ 16 (210 kN) frente a los 190 kN necesarios.

a.4. Elección de la armadura base:

Para cumplir con las necesidades de soportar los mínimos, elegimos como armadura base tanto superior como inferior 3 Φ 16 (210 kN)

a.5. Refuerzos negativo (en el apoyo):

La armadura a estudiar es la superior (a tracción en los apoyos) que tiene como base 3 Φ 16 (210 kN) que proporcionan a la viga la capacidad de resistir un momento flector $Md = 68,58 \text{ kN}\cdot\text{m}$. Este flector se encuentra en el diagrama de flectores a una distancia de 41 cm del apoyo de la viga, con lo que obtenemos una longitud de 103 cm para el refuerzo añadido de 2 Φ 16 (140 kN). Por lo que ahora tenemos un total de 5 Φ 16 (350 kN) con las que podemos soportar un flector de 110 kN·m. Dicho flector se encuentra a 11 cm del apoyo con lo que para el correcto anclaje de la siguiente barra (1 Φ 16) necesitaremos que tenga un total de 101 cm. En este punto tenemos el total de las barras necesarias 6 Φ 16 (420 kN) pudiendo soportar el conjunto un momento flector de 129 kN·m.

a.6. Refuerzos positivo (en el vano):

Este refuerzo no es necesario, ya que con la armadura base el pilar es capaz de soportar el flector aplicado en el punto más desfavorable del vano.

a.7. Anclaje de las armaduras:

En función de la posición de las barras, de cómo trabajen (a tracción o a compresión), del diámetro y del aprovechamiento de las mismas, podemos obtener las longitudes de anclaje:

La armadura inferior, se ancla a la zapata por los mínimos, que resulta ser 16 cm a partir del apoyo. Sin embargo la armadura superior se ancla prolongándola hacia el interior de la zapata 44 cm.

Tracción	Compresión
Us1 (kN)	Us2 (kN)
404	0
Arm. Usada (kN)	Arm. Usada (kN)
420	210
Ø barras (mm)	Ø barras (mm)
16	16
Posición	Posición
LbII	LbI
lb (cm) [Ø][Pos.]	lb (cm) [Ø][Pos.]
46	32
lb_neta (cm) sin min.	lb_neta (cm) sin min.
44,24761905	0
Mínimos (cm)	Mínimos (cm)
15	15
16	16
15,33333333	8
lb_neta (cm) con min.	lb_neta (cm) con min.
44,24761905	16

b) Cálculo a cortante:

De este apartado obtendremos los estribos necesarios en la viga para resistir los esfuerzos cortantes a los que está sometida la viga, utilizando para ello como en el caso anterior, las tablas de excel desarrolladas. Cabe destacar que partimos del diagrama de cortantes decalado $d/2$ y que el primer paso sería comprobar la compresión oblicua calculada en el análisis a flexión realizado con anterioridad.

b.1. Cálculo del cortante asumido por el hormigón:

$$\xi = 1,76$$
$$\rho = 0,0043$$

$$V_{cu} \text{ (kN)} = V_{u2} \text{ (kN)} = 53,93$$

Puesto que V_d (cortante a resistir)=129 kN es mayor que el cortante asumido en exclusiva por el hormigón $V_{cu}= 53,93$ kN, es necesaria la utilización de estribos.

b.2 Obtención de los estribos mínimos y la separación máxima (St):

- Por compresión oblicua... $1/5 V_{cu}=138$ kN

$$St < 0,80 \cdot d = 27,6 \text{ cm}$$

- Por cuantía mecánica:

$$St \leq 0,80 \cdot d = 27,6 \text{ cm}$$

- Por cuantía mecánica:

$$St \leq \frac{A_{\alpha} \cdot f_{yx} \cdot d}{\sin \alpha} \cdot \frac{1}{0,02 \cdot f_{cd} \cdot b_o} = 14,9 \text{ cm} \approx 14 \text{ cm}$$

b.3 Cortante resistido por los estribos mínimos:

$d = 34,5$ 1 Φ 6 a 14 cm (se usan cercos simples)

$St/d=0,41 \rightarrow$ resiste un cortante de 44 kN

b.4 Cortante resistido por el hormigón y los estribos mínimos:

$V = 54 + 44 = 98 \text{ kN} < V_d = 129 \text{ kN}$, es necesario reforzar por tramos.

b.5 Refuerzo en los tramos:

$V_{su} = V_d - V_{cu} = 129 - 54 = 75 \text{ kN}$

$St/d = 0,2 \rightarrow St = 6,9 \text{ cm}$

b.6. Comprobación de fisuración:

$$\frac{V_d - 3 \cdot V_{cu}}{A_{\alpha} \cdot d} \cdot \sin \alpha < 0 \quad \text{OK}$$

2.2.2. ESTRUCTURA

2.2.2.1. Descripción de la estructura

Los aspectos básicos que se han tenido en cuenta a la hora de adoptar el sistema estructural para la edificación que nos ocupa son principalmente la resistencia mecánica y estabilidad, la seguridad, la durabilidad, la economía, la facilidad constructiva, la modulación y las posibilidades de mercado.

La estructura de la edificación se realizará mediante pilares y vigas de acero laminado S-275 JR y cubierta de correas de perfiles ZF 250x3.0, cumpliendo en todo momento la normativa vigente. Los pilares estarán compuestos por perfiles IPE y HEB, mientras que las vigas de cubierta con perfiles IPE.

2.2.2.2. Materiales estructurales básicos y coeficientes de cálculo

Los materiales que se emplearán en la estructura y sus características más importantes, así como los niveles de control previstos y sus coeficientes de seguridad, son los que se expresan en el siguiente cuadro:

CUADRO DE CARACTERISTICAS		ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE ACERO				
		Toda la obra	Compri- midos	Flec- tados	Traccio- nados	Otros
ELEMENTOS DE ACERO LAMINADO						
Acero en Perfiles	Clase y Designación	S-275 JR				
	Lte. Elástico (kp/cm ²)	2.600				
Acero en Chapas	Clase y Designación	S-275 JR				
	Lte. Elástico (kp/cm ²)	2.600				
ELEMENTOS HUECOS DE ACERO						
Acero en Perfiles	Clase y Designación	S-275 JR				
	Lte. Elástico (kp/cm ²)	2.600				
ELEMENTOS DE ACERO CONFORMADO						
Acero en Perfiles	Clase y Designación	S-275 JR				
	Lte. Elástico (kp/cm ²)	2.600				
En Placas y Paneles	Clase y Designación	S-275 JR				
	Lte. Elástico (kp/cm ²)	2.600				

UNIONES ENTRE ELEMENTOS						
Sistema y Designación	Soldaduras	X				
	Tornillos Ordinarios	X				
	Tornillos Calibrados					
	Tornillos de Alta Resistencia					
	Roblones					
	Pernos o Tornillos de Anclaje					
ACCIONES						
Acciones consideradas			Constantes: Peso Propio, carga permanente. Variables: Sobrecargas (uso), viento, nieve, sismo.			
Coeficientes de ponderación			Constantes: 1.33 Variables: 1.5			

2.2.2.3. Acciones características

2.2.2.3.1. Hipótesis simples de carga:

A continuación se procede con la descripción de las distintas cargas usadas en el correspondiente cálculo de la estructura de la nave:

a) Acción Permanente

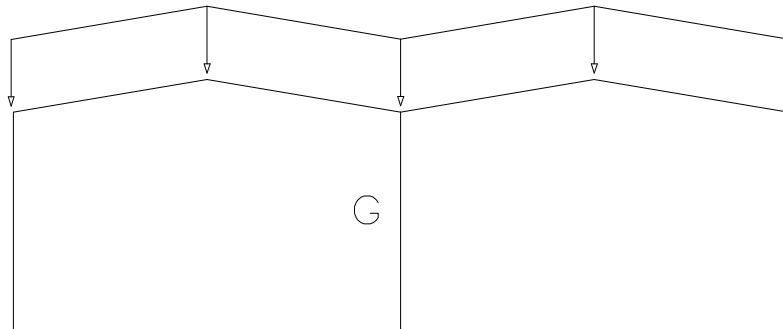
Cubierta. Panel Sándwich 35 mm $\rightarrow 15 \text{ Kg/m}^2 \cdot 7 \text{ m} \rightarrow 105 \text{ Kg/m.l}$

Correas (ZF 250x3.0) $\rightarrow \frac{5 \cdot 9 \text{ kg/m.l} \cdot 7 \text{ m}}{6,30 \text{ m}} \rightarrow 50 \text{ Kg/m.l}$

Instalaciones $\rightarrow 10 \text{ Kg/m}^2 \cdot 7 \text{ m} \rightarrow 70 \text{ Kg/m.l}$

Peso propio perfiles dinteles (lo tiene en cuenta el propio programa) = 0 Kg/m.l

Peso total (debida a la acción permanente) = 225 Kg/m.l = 2,25 kN/m

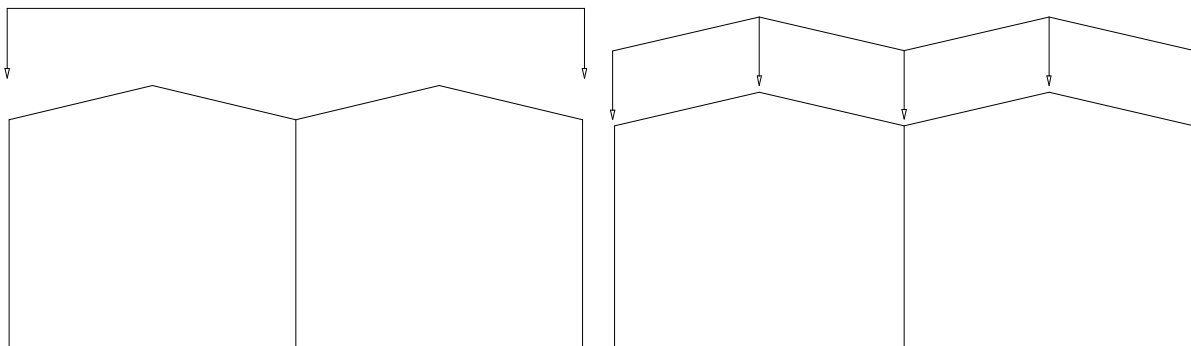


b) Nieve

Al tratarse de una estructura ligera, sensible a las cargas verticales, no tomaremos 1,0 kN/m², si no que lo calcularemos mediante la expresión: $q_n = \mu \cdot S_k$

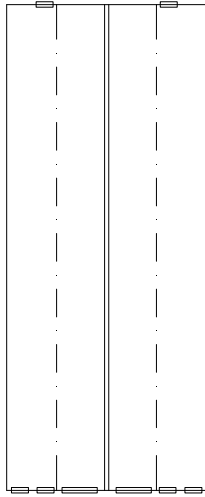
$S_k = 0,2 \text{ kN/m}^2$ para Sevilla (Tabla 3.7, Art. 3.5.2)

$\mu = 1$ (Art. 3.5.3)



c) Viento

Habrá que estudiar el viento desde cada una de las cuatro direcciones. Primero obtenemos el área total de huecos, suponiendo las ventanas como paso de aire.



Total huecos: 64,2 m²

$$\frac{h}{b} = \frac{10}{24} < 6 \longrightarrow \text{NO EXISTE}$$

resonancia por viento.

$$q_e = q_b * C_e * C_p$$

$q_b \longrightarrow$ figura D.1

Utrera 0,42 kN/m²

$C_e \longrightarrow$ Tabla 3.3

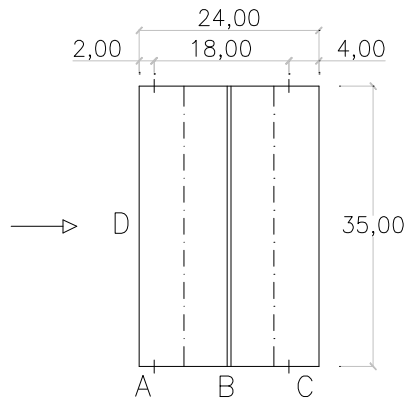
Zona IV. Zona Urbana en general, industrial o forestal.

Paredes y Cubierta \longrightarrow 10 m \longrightarrow $C_e = 1,77$

$C_p \longrightarrow$ SE UTILIZA TABLA EUROCÓDIGO 1, PARTE 2.4, Pág. 44. Para estructuras de cubierta plana.

a) Obtención del coeficiente de presión exterior (C_{pe}):

a.1. Presión exterior sobre cerramiento



$$e = \min \left\{ \frac{b}{2h} \right\} = \left\{ \frac{35 \text{ m}}{2 \cdot 10 = 20 \text{ m}} \right\}$$

$$e = 20 \left\{ \begin{array}{l} A = 0,1 \cdot e = 2 \text{ m} \\ C = d - e = 24 - 20 = 4 \end{array} \right.$$

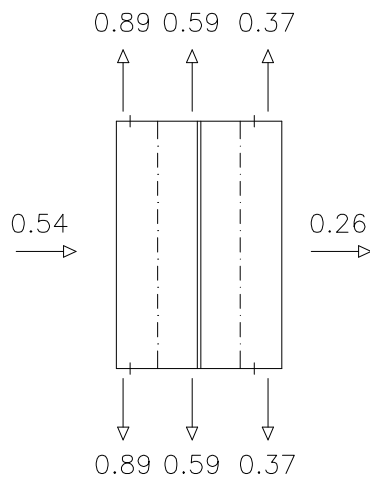


TABLA D.1

$$\left\{ \frac{h}{d} \right\} = \left\{ \frac{10}{24} \right\} = 0,42$$

Valores de C_p

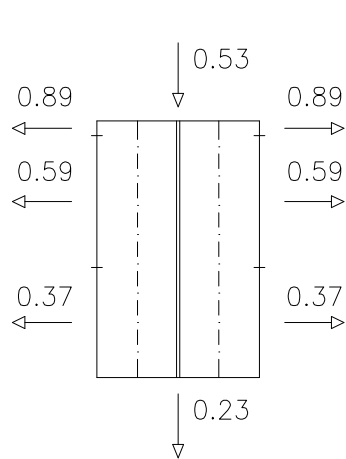
A	B	C	D	E
-1,2	-0,8	-0,5	0,73	-0,35

$$q_e = 0,42 \cdot 1,77 \cdot C_p$$

Valores de q_e (kN/m²)

-0,89	-0,59	-0,37	0,54	-0,26
-------	-------	-------	------	-------

Caso P.E.1 (Pared sin cubierta)



$$e \min \left\{ \frac{b}{2h} \right\} = \left\{ \frac{24}{20} \right\}$$

$$e = 20 \left\{ \begin{array}{l} 0,1 * e = 2 \text{ m} \\ d - e = 15 \text{ m} \end{array} \right.$$

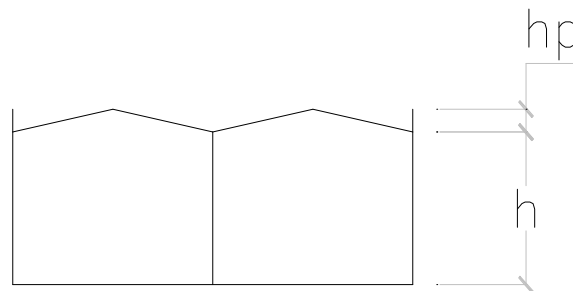
$$\left\{ \frac{h}{d} \right\} = \left\{ \frac{10}{35} \right\} = 0,29$$

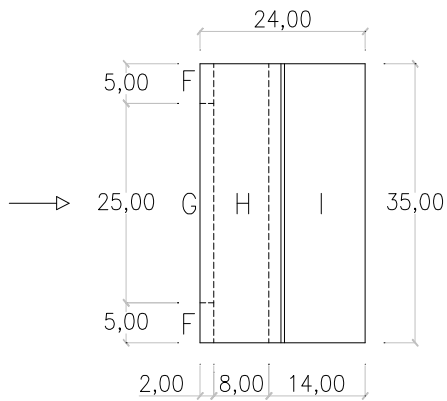
	A	B	C	D	E	
	-1,2	-0,8	-0,5	0,71	-0,31	
q _e	-0,89	-0,59	-0,37	0,53	-0,23	kN/m ²

Caso P.E.2

a.2. Presión exterior sobre cubierta:

Tabla 10.2.2 EUROCÓDIGO 1, Parte 2.4





$$e = \min \left\{ \frac{b}{2h} \right\} = \left\{ \frac{35}{20} \right\}$$

$$e = 20 \quad \frac{e}{4} = 5 \text{ m}$$

$$\frac{e}{10} = 2 \text{ m}$$

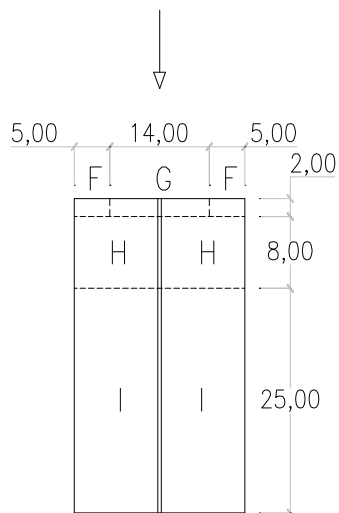
$$d - \frac{e}{2} = 14 \text{ m}$$

$$h = 8 \text{ m}$$

$$h_p = 2 \text{ m} \quad \frac{h_p}{h} = \frac{2}{8} = 0,25$$

	F	G	H	I	
	-1,2	-0,8	-0,7	$\pm 0,2$	
q_e	-0,89	-0,59	-0,52	$\pm 0,15$	kN/m ²

Caso P.E.3



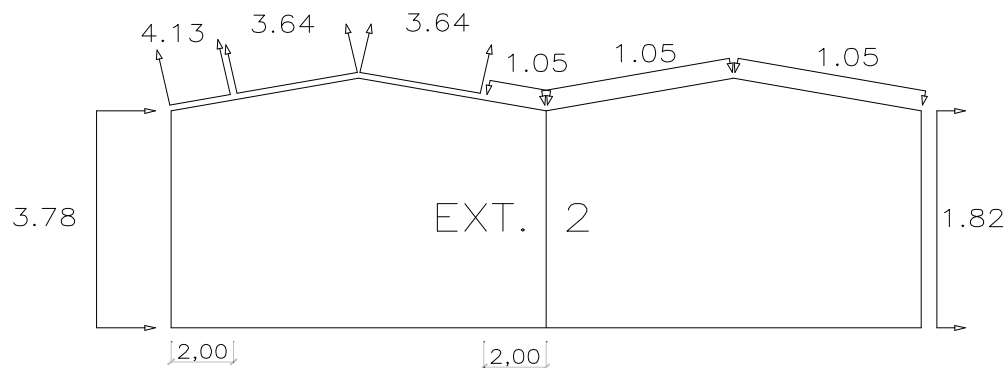
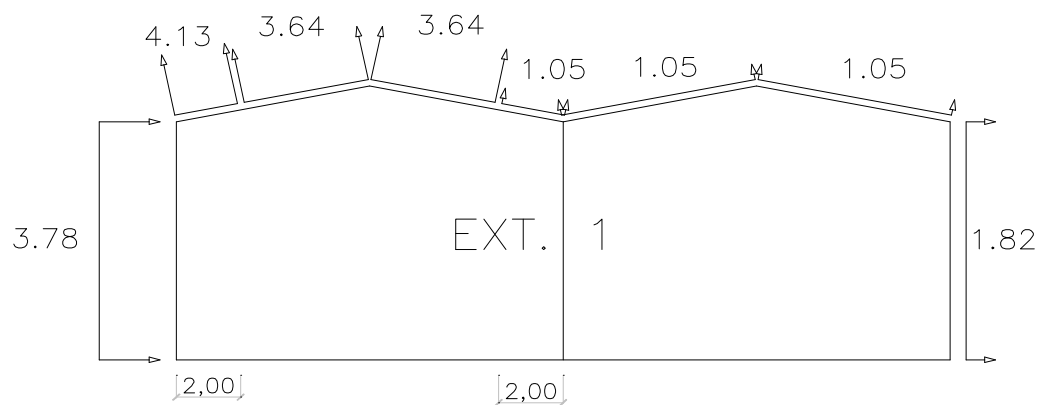
	F	G	H	I	
	-1,2	-0,8	-0,7	$\pm 0,2$	
q_e	0,89	-0,59	-0,52	$\pm 0,15$	kN/m ²

Caso P.E.4

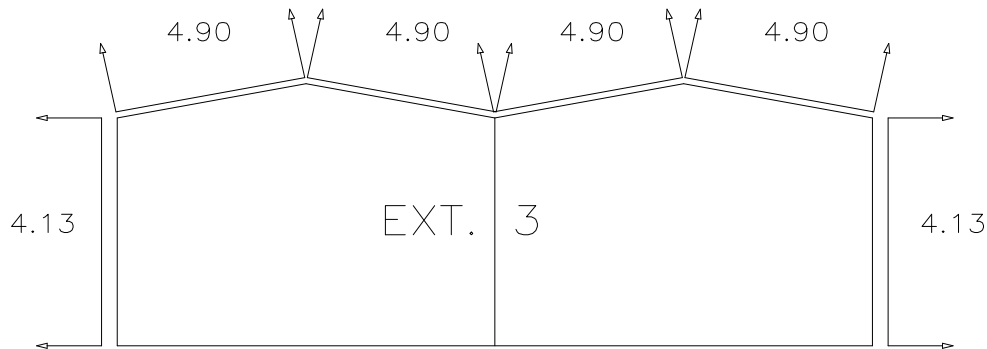
a.3. Esquemas de cargas obtenidos:

A continuación se exponen los esquemas con las cargas de viento exteriores que actúan sobre el pórtico intermedio de la nave. Agrupando los esfuerzos sobre cubierta y cerramiento correspondientes a las mismas direcciones de viento. Las cargas que aparecen en dichos esquemas tienen en cuenta la separación entre pórticos (7 m.), estando expresadas en kN/m.

Casos P.E.1 + P.E. 3



Casos P.E.2 + P.E. 4



b) Obtención del coeficiente de presión interior (C_{pi}):

Analizamos los huecos que nos encontramos en las fachadas sobre las que actúa el viento:

Tenemos 4 fachadas: 2 de ellas con 0 m² de hueco.

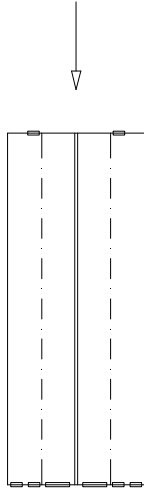
$$1 \rightarrow 4 \text{ m}^2$$

$$1 \rightarrow 60,2 \text{ m}^2$$

El área de las aberturas de una de las fachadas (60,2 m²) es mayor que el triple de la suma del resto de las caras (12 m²) $\rightarrow C_{pi} = 0,9 C_{pe}$;

$$\text{esbeltez} = \frac{h}{b} = \frac{10}{24} = 0,42 \leq 1.$$

P.I 1 (PRESIÓN INTERIOR 1)

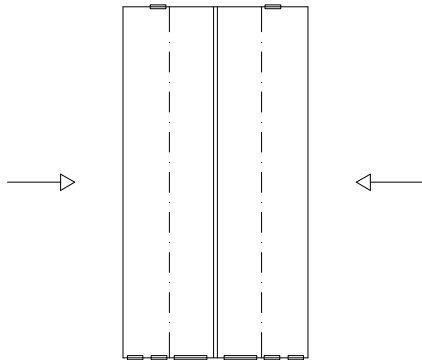


$$\mu = \frac{A_{\text{huecos succión}}}{A_{\text{huecos totales}}} = 1 \rightarrow C_{pi} = -0,5$$

$$q_i = 0,42 * 1,77 * C_{pi} = -0,37 \text{ kN/m}^2$$

(- 2,59 kN/m)

P.I 2 (PRESIÓN INTERIOR 2)



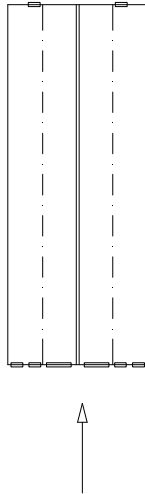
$$\mu = \frac{A_{\text{huecos succión}}}{A_{\text{huecos totales}}} = \frac{60,2}{64,2} = 0,94 \rightarrow C_{pi}$$

= - 0,45

$$q_i = 0,42 * 1,77 * (-0,45) = -0,33 \text{ kN/m}^2$$

(- 2,31 kN/m)

P.I 3 (PRESIÓN INTERIOR 3)



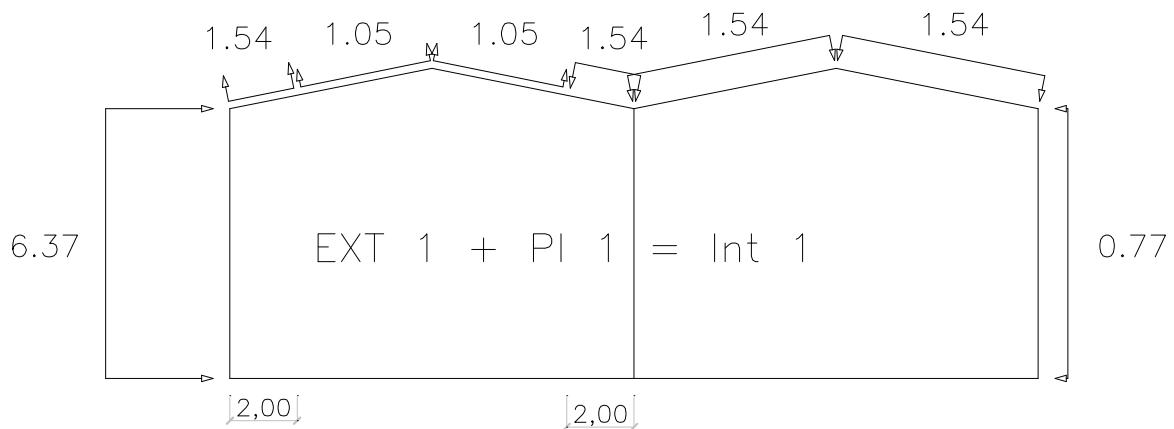
$$\mu = \frac{A_{\text{huecos succión}}}{A_{\text{huecos totales}}} = \frac{4}{64,2} = 0,062 \rightarrow$$

$$C_{pi} = 0,7$$

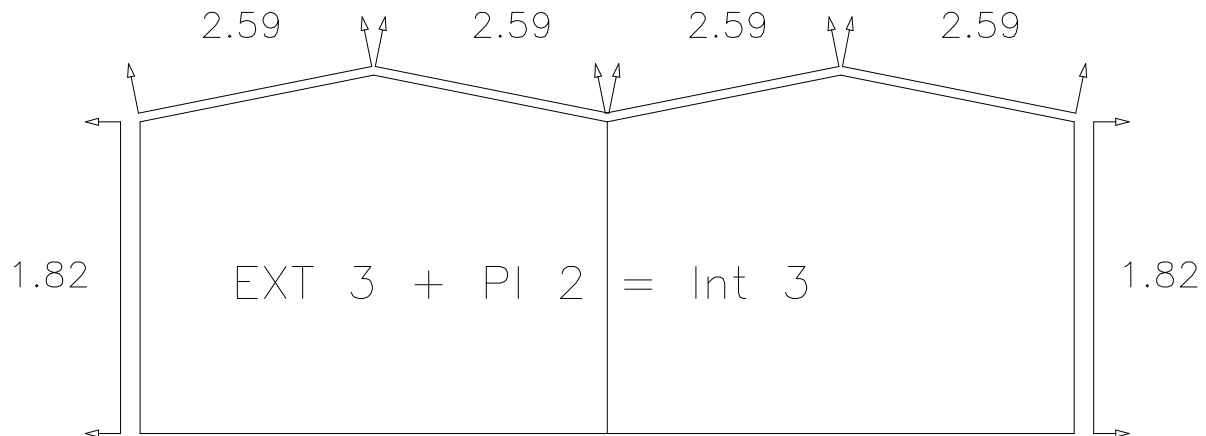
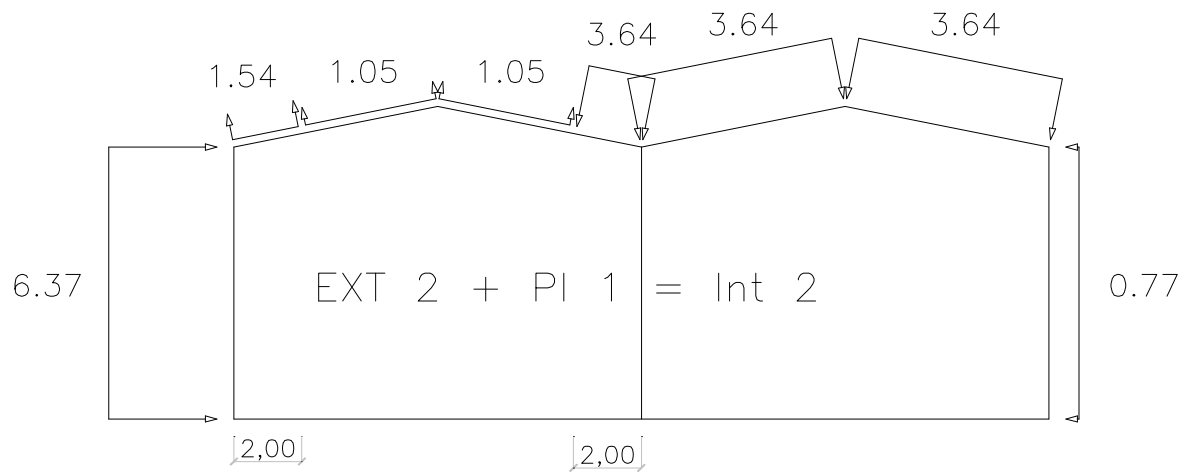
$$q_i = 0,42 * 1,77 * 0,7 = 0,52 \text{ kN/m}^2$$

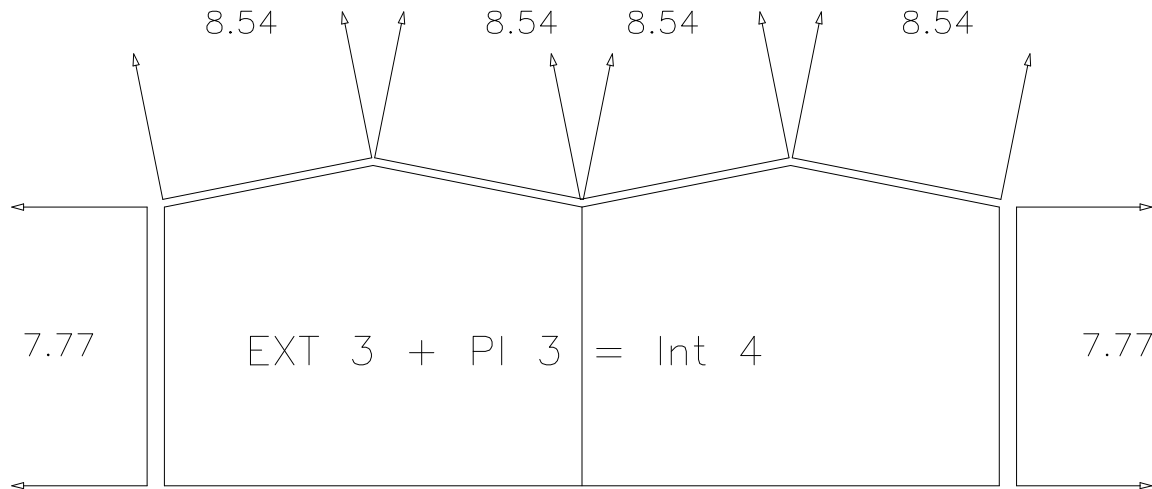
(3,64 kN/m)

c) Resumen de las cargas de viento (Combinaciones de Presión Exterior más Presión Interior).



PROYECTO DE EJECUCIÓN NAVE INDUSTRIAL EN EL P.I. "LA MORERA".
UTRERA (SEVILLA)





De las anteriores combinaciones de viento, se analizan las más desfavorables, por lo que se procederá al estudio de la estructura con las siguientes hipótesis que tienen en cuenta la nave tanto abierta como cerrada:

V1-----Ext 1

V2-----Ext 2

V3-----Int 1

V4-----Int 2

V5-----Int 4

d) Sismos:

Según la Norma sismoresistente en vigor, la nave se encuentra en un terreno donde no es obligatorio la inclusión de estudio sísmico en el cálculo.

2.3. SISTEMA ENVOLVENTE

Los cerramientos de las medianeras y paramento trasero están ejecutados con paneles de hormigón armado macizo de 16 cm de espesor y la fachada está ejecutada con paneles de hormigón armado macizo de 16 cm de espesor con tratamiento exterior de revestimiento en chino sobre fondo de color, con una resistencia mínima de 175 Kg/cm². Su armado interior va realizado de forma estándar con mallazos de 30x15 con R-6 mm, estando reforzada la placa en sus puntos de anclaje y cualquier otro punto que sea necesario por la posible disposición de huecos. Los huecos de ventanas se resolverán con un premarco de chapa plegada de 2,5 mm de espesor que se encastra en el cerramiento y permite el posterior atornillado de aluminio y el soldar las rejillas de seguridad.

La cubierta es a dos aguas y se ha diseñado con chapas galvanizadas tipo sándwich. Irán fijadas a las correas con tornillos rosca cortante M7, con resistencia al cizallamiento no menor de 1.100 Kg y una resistencia mínima a torsión de 180 kg*cm. Los tornillos estarán equipados con arandela metálica y arandela elástica para la estanqueidad.

La carpintería se ejecutará en forma y dimensiones a lo fijado en el proyecto. La carpintería de la fachada en aluminio lacado en color. Las puertas principales de acceso para vehículos serán de doble hoja metálica corredera de chapa tipo pegaso.

Los vidrios serán de 6 mm de espesor.

Al ser un edificio para uso industrial el Documento Básico de ahorro de energía DB-HE no es de aplicación.

La reacción al fuego de los distintos elementos, constructivos y decorativos, recorridos de evacuación, etc. en función de la actividad a realizar en la nave, carpintería metálica (herrajería), van recogidos en el correspondiente proyecto de actividad. Para este tipo de actividad se ha tenido en cuenta el reglamento de seguridad contra incendios en los establecimientos industriales. R.D. 2267/2004, 3 de Diciembre. BOE de 17 de diciembre de 2.004, no siendo de aplicación el Documento Básico de seguridad en caso de incendio DB-SI.

2.4. SISTEMA DE COMPARTIMENTACIÓN

La reacción al fuego de los distintos elementos constructivos y decorativos en función de la actividad a realizar en la nave, aparcamiento para vehículos propios de empresa dedicada a la carpintería metálica (herrería), van recogidos en el correspondiente proyecto de actividad y de instalación. Para este tipo de actividad se ha tenido en cuenta el Reglamento de Seguridad contra incendios en los establecimientos industriales. R.D. 2267/2004, 3 de Diciembre. BOE de 17 de diciembre de 2.004. En el apartado 3.2. SEGURIDAD EN CASO DE INCENDIO, se indica la reacción al fuego de los distintos elementos constructivos y decorativos de la construcción.

2.5. SISTEMA DE ACABADOS

Los cerramientos de las medianeras y paramentos trasero y delantero van terminados en el hormigón visto, excepto las partes de paramentos medianeros que dan a las oficinas que irán terminados en pladur y pintura plástica blanca.

Los aseos del personal irán alicatados hasta el techo con azulejos de color blanco de 30x30 cm. El resto de los paramentos interiores irán enfoscados y enlucidos de mortero bastardo de cemento por ambas caras y pintura plástica blanca.

Los aseos se solarán con baldosas de gres de 30x30 cm, o similar antideslizante, las oficinas irán soladas de baldosas cerámicas vidriadas de color de 33 x 33 cm y el resto del suelo de la planta baja irán terminados en una solera de hormigón HA-25/P/16/IIb con tratamiento superficial en fresco de "MODUR", consistente en un espolvoreo de árido duro de corindón, cuarzo y sílices mezclado con cemento y pigmento de color,

La cubierta es a dos aguas y se ha diseñado con chapas galvanizadas tipo sándwich.

En la oficina de zona de venta se dispondrá de falso techo de la marca ISOVER o similar

Los acabados indicados cumplen con los requisitos de habitabilidad, seguridad y funcionalidad teniendo presente la actividad que se va a desarrollar.

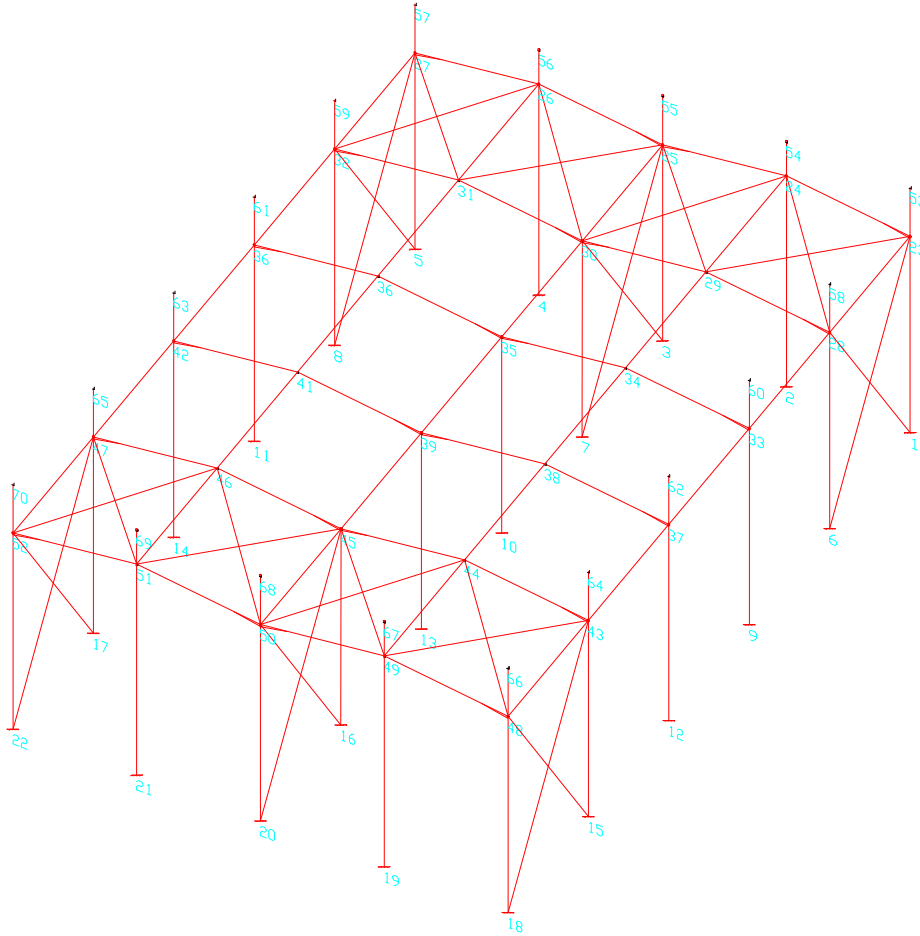
2.6. SISTEMA DE ACONDICIONAMIENTO DE INSTALACIONES

Las distintas instalaciones que son necesarias para el buen desarrollo de la actividad a realizar en la nave, como son: electricidad, agua potable, aire acondicionado, renovaciones de aire, etc., van recogidos en el correspondiente proyecto de actividad.

2.7. EQUIPAMIENTO

La definición de los aseos, oficina, equipamiento industrial, etc., para la realización de la actividad, carpintería metálica (herrería), van recogidos en el correspondiente proyecto de actividad. Las distintas dependencias de la actividad están indicadas en este proyecto de obra.

2.8. CÁLCULOS RELATIVOS A LA ESTRUCTURA PORTANTE DE LA NAVE.



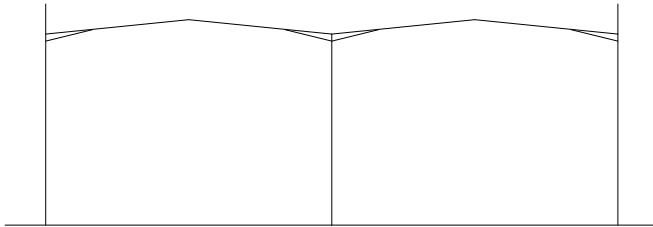
2.8.1. ESQUEMA DE LA NAVE A CALCULAR:

NAVE (Pórtico Piñón)

$\alpha = 5,71^\circ$ (10%)

Situación: Utrera.

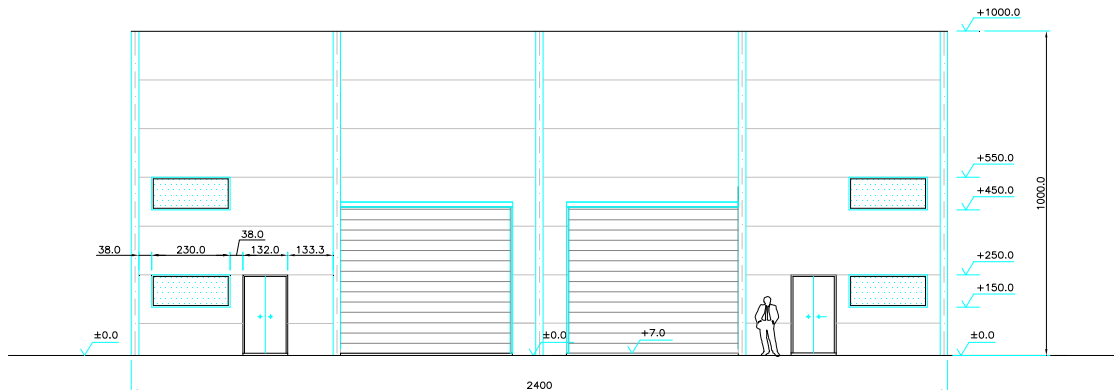
Nave con medianera.
Situación del viento: Normal.
Cerramiento mediante placas
macizas.
DINTEL IPE-300.
SOPORTES HEB-220, IPE-300,
IPE-360.

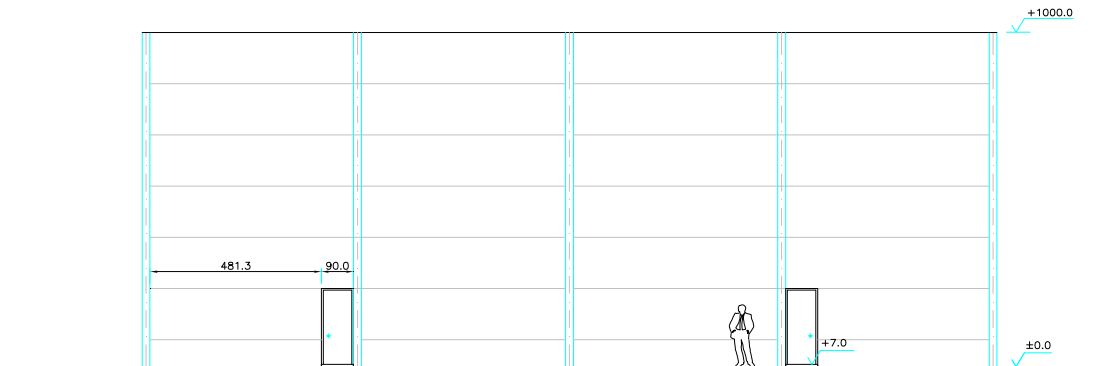


Separación entre pórticos: 7 m.

Longitud de la nave: 35 m.

Correas ZF a 1,40 m.





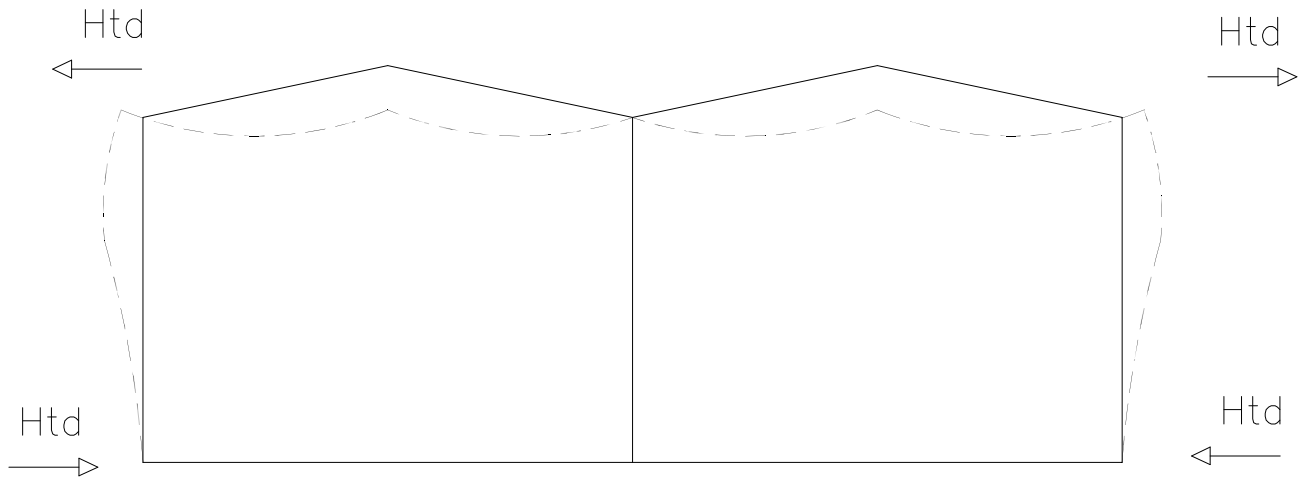
2.8.2. Obtención de las imperfecciones:

- Las obtenemos dentro del pórtico, porque en el plano perpendicular, al existir un cerramiento, podemos asumir la falta de significación de las imperfecciones.
- Las imperfecciones están asociadas a una combinación de cargas concretas.
- Las imperfecciones se obtienen del axil mayorado en los pilares.
- Las imperfecciones se obtienen de la expresión:

$$H_{td} = \emptyset * N_{Ed}$$

El sentido de la fuerza dependerá de la deformación del nudo, de forma que provoque un aumento de la propia deformación.

Ej.:



Según el apartado 5.4 del DB-SE-A, definimos:

- Para estructuras de dos soportes y una altura: $\emptyset = \frac{L}{200}$
- Para estructuras de cuatro soportes y tres alturas: $\emptyset = \frac{L}{400}$

Nuestro caso, es un caso intermedio, por tanto: $\emptyset = \frac{L}{300}$

L: Altura total de la construcción.

La condición de traslacionalidad o intraslacionalidad se realiza según el Art. 5.3.1 (2), a través del coeficiente "r".

$$r = \left(\frac{V_{ed}}{H_{ed}} \right) \left(\frac{\partial h, d}{h_p} \right) \begin{cases} \leq 0,1 \text{ Intraslacional} \\ > 0,1 \text{ Traslacional} \end{cases}$$

con V_{ed} = valor de cálculo de las cargas verticales totales en la planta considerada y en todas las superficies. Coincide con el axil total en los pilares de la planta. En nuestro caso es igual a $\sum N_{ed}$.

H_{ed} = valor de cálculo de las cargas horizontales totales (incluyendo las debidas a las imperfecciones) en la planta considerada. Coincide con el cortante total en los pilares de la planta. En nuestro caso será el H_{ed} del recuadro "Según EAE" más la suma de las imperfecciones (pero teniendo en cuenta el signo).

$\partial_{H,d}$ = desplazamiento horizontal relativo de la planta. En nuestro caso coincide con el cálculo de "Def" de cada pilar.

Calcularemos pues 3 valores de "r", uno por pilar.

h_p = altura de la planta. En nuestro caso corresponde a la altura del pilar.

Tras el estudio realizado con el apoyo de una hoja de excel adaptada a la condición de un pórtico con tres pilares, obtenemos que los tres pilares se caracterizan por ser intraslacionales.

2.8.3. COMPROBACIÓN A RESISTENCIA:

Realizaremos la comprobación a resistencia en cálculo elástico en pilares y dinteles, por lo que necesitaremos identificar primeramente las situaciones pésimas:

a) Combinaciones pésimas para los distintos elementos estructurales sin la inclusión de cartelas de refuerzo en dinteles:

- Base de pilares (combinación 70: 1,35 PP + 1,05 SC + 1,5 V2 + 0,75 N):

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{y,Ed} = 142,46 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ N_{Ed} = 66,174 \text{ kN} \\ V_{z,Ed} = 43,067 \text{ kN} \end{array} \right.$$

- Cabeza de pilares (combinación 82: 1,35 PP + 1,05 SC + 1,5 V4 + 0,75 N):

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{y,Ed} = 155,768 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ N_{Ed} = 82,724 \text{ kN} \\ V_{z,Ed} = 40,909 \text{ kN} \end{array} \right.$$

- Dintel (combinación 82: 1,35 PP + 1,05 SC + 1,5 V4 + 0,75 N):

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{y,Ed} = 153,46 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ N_{Ed} = 51,08 \text{ kN} \\ V_{z,Ed} = 76,48 \text{ kN} \end{array} \right.$$

b) Combinaciones pésimas para los distintos elementos estructurales con la inclusión de cartelas de refuerzo en dinteles de 1,30 m. de longitud:

- Base de pilares (combinación 70: 1,35 PP + 1,05 SC + 1,5 V2 + 0,75 N):

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{y,Ed} = 137,07 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ N_{Ed} = 66,04 \text{ kN} \\ V_{z,Ed} = 43,23 \text{ kN} \end{array} \right.$$

- Cabeza de pilares (combinación 82: 1,35 PP + 1,05 SC + 1,5 V4 + 0,75 N):

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{y,Ed} = 163,86 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ N_{Ed} = 82,13 \text{ kN} \\ V_{z,Ed} = 41,23 \text{ kN} \end{array} \right.$$

- Dintel (zona sin refuerzo) (combinación 70: 1,35 PP + 1,05 SC + 1,5 V2 + 0,75 N):

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{y,Ed} = 72,17 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ N_{Ed} = 54,79 \text{ kN} \\ V_{z,Ed} = 54,72 \text{ kN} \end{array} \right.$$

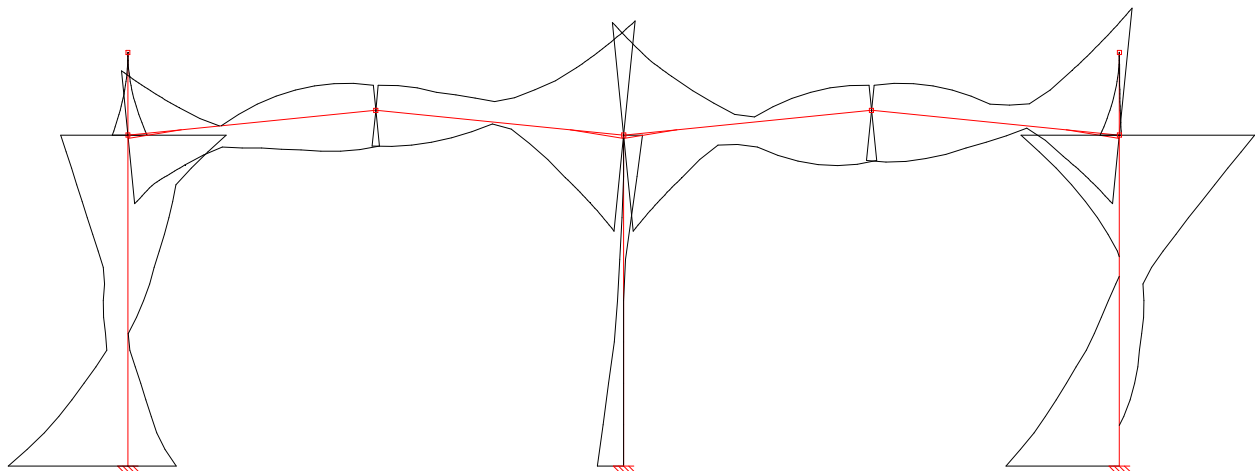
- Base de pilar central (combinación 64: 1,35 PP + 1,05 SC + 1,5 V1 + 0,75 N):

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{y,Ed} = 31,931 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ N_{Ed} = 64,736 \text{ kN} \\ V_{z,Ed} = 6,864 \text{ kN} \end{array} \right.$$

Propiedades de los perfiles usados.

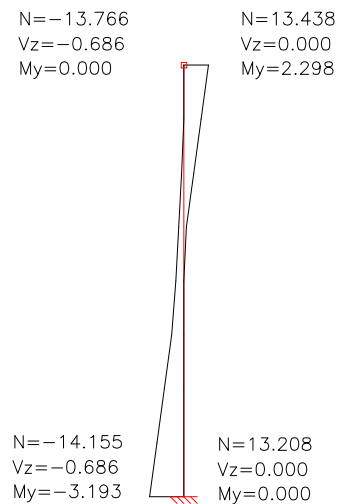
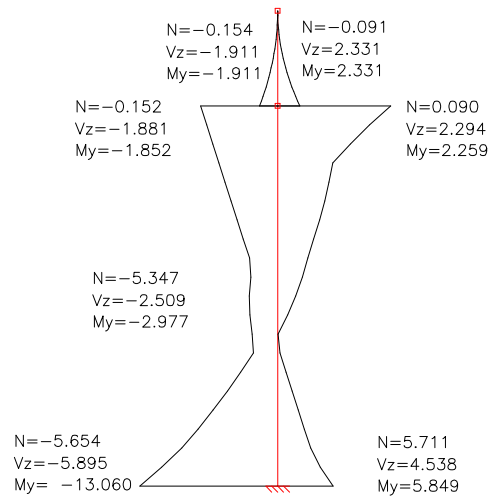
Diseño	A (cm ²)	I _y (cm ⁴)	W _y (cm ³)	I (cm)
HEB-220	91,0	8.091	736	800
IPE-360	72,7	16.270 I _z (1.040)	904	800
IPE-300 (h _m =300)	53,6	8.360	557	1.086
IPE-300 (h _m =57,5)	73,80	14.041 I _z (905,33)	W _{sup.} = 688,06 W _{inf} = 918,04	30,15
IPE-300 (h _m =119,7)	78,16	18.709,06 I _z (905,50)	W _{sup.} = 823,92 W _{inf} = 975,27	30,15
IPE-300 (h _m =181,1)	82,52	24.800 I _z (905,70)	W _{sup.} = 987,65 W _{inf} = 1.078,4	30,15
IPE-300 (h _m =243,2)	86,87	32.412 I _z (905,87)	W _{sup.} = 1.175,07 W _{inf} = 1.212,1	30,15

Presentamos a continuación el diagrama de envolventes de momentos flectores:

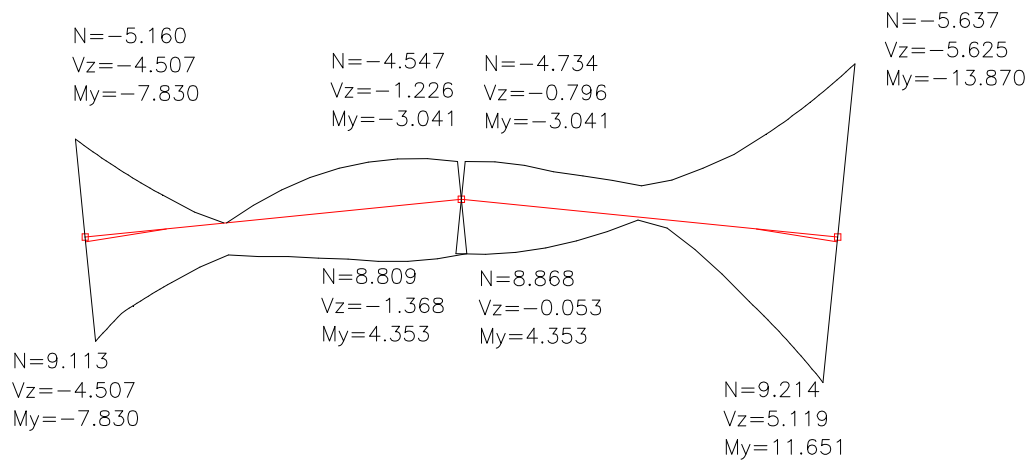
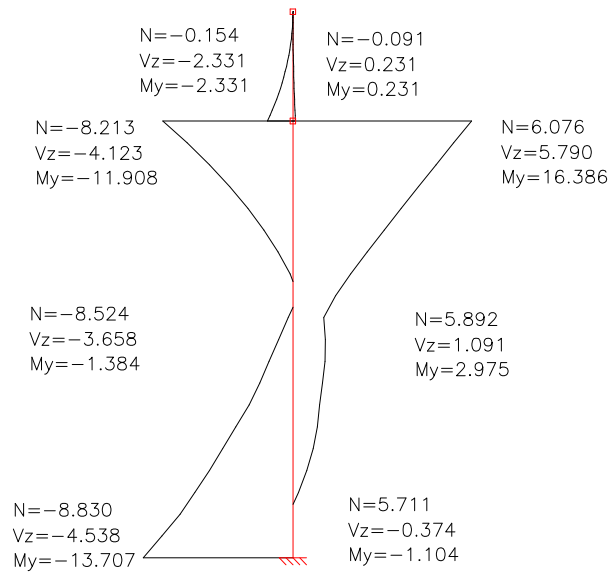


PROYECTO DE EJECUCIÓN NAVE INDUSTRIAL EN EL P.I. "LA MORERA".
UTRERA (SEVILLA)

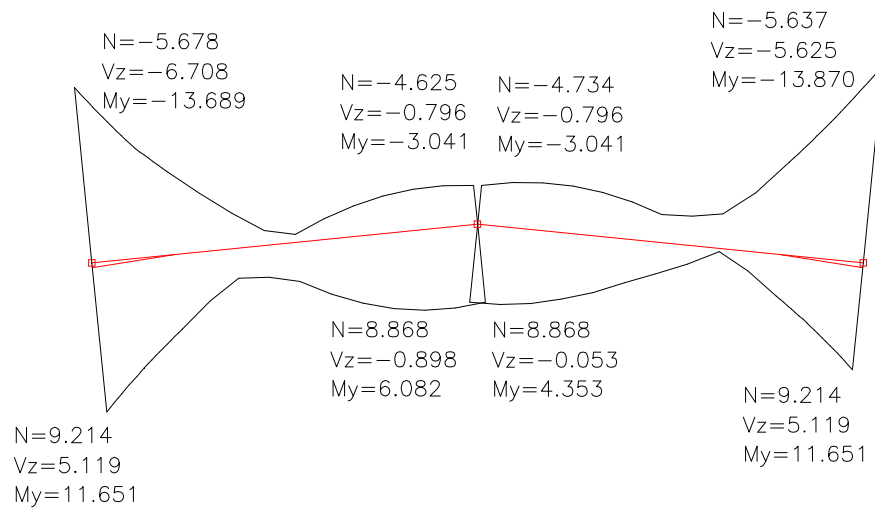
El diagrama anterior lo separamos en cada una de las barras e indicamos los esfuerzos axiles y cortantes junto con los derivados de la envolvente de momentos flectores:



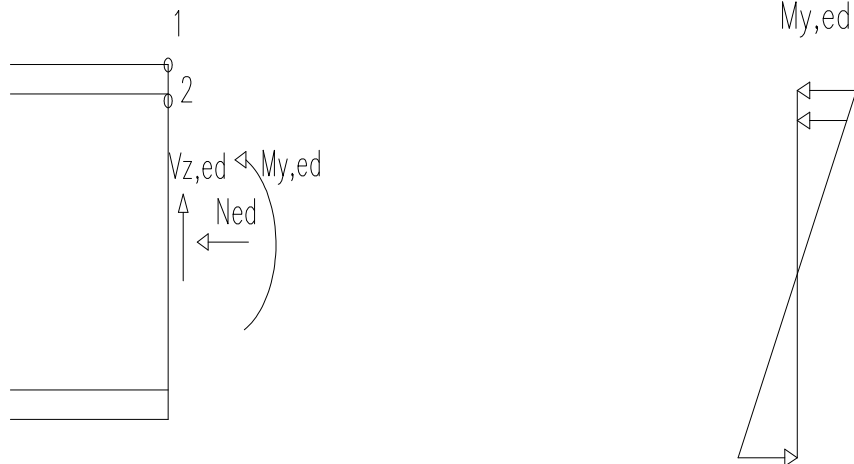
PROYECTO DE EJECUCIÓN NAVE INDUSTRIAL EN EL P.I. "LA MORERA".
UTRERA (SEVILLA)



PROYECTO DE EJECUCIÓN NAVE INDUSTRIAL EN EL P.I. "LA MORERA".
UTRERA (SEVILLA)



2.8.3.1 Pilar izquierdo (extremo) (IPE 360)



N_{ed}



V_{z,ed}



$$M_{y,Ed} \left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = \sigma_{x,Ed} = \frac{M_{y,Ed}}{W_{el,y}} = \frac{163,86 \text{ mKN}}{904 \text{ cm}^3} (10^3) = 181,26 \text{ MPa} \\ \sigma_2 = \sigma_{x,Ed} * \frac{d}{h} = 181,26 * \frac{29,9}{36} = 150,55 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$N_{Ed} \left\{ \begin{array}{l} \sigma = \sigma_{x,Ed} = \frac{N_{Ed}}{A} = \frac{82,13 \text{ KN}}{72,7 \text{ cm}^2} (10) = 11,30 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$V_{z,Ed} \left\{ \begin{array}{l} \tau = \tau_{xz,d} = \frac{V_{z,Ed}}{A_w} = \frac{84,9 \text{ KN}}{29,9 * 0,8 \text{ cm}^2} (10) = 22,72 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\sigma_{co} = \sqrt{\sigma_{x,Ed}^2 + 32^2_{xzd}} \leq f_y / \gamma_{M0}$$

Punto 1

$$\sigma_{co} = \sqrt{(181,26 + 11,30)^2} = 182,56 \text{ Mpa}$$

Punto 2

$$\sigma_{co} = \sqrt{(150,55 + 11,30)^2 + 3(22,72)^2} = 166,57 \text{ Mpa}$$

$$f_y/\gamma_{M0} = \frac{275}{1,05} = 261,9 \text{ Mpa}$$

2.8.3.2. Dintel (IPE 300) Sin Refuerzo.

$$M_{y,Ed} \left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = \sigma_{x,Ed} = \frac{M_{y,Ed}}{W_{el,y}} = \frac{72,17}{557} (10^3) = 129,6 \text{ MPa} \\ \sigma_2 = \sigma_1 * \frac{d}{h} = 129,6 * \frac{24,9 \text{ cm}}{30 \text{ cm}} = 107,57 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$$N_{Ed} \left\{ \begin{array}{l} \sigma = \sigma_{x,Ed} = \frac{N_{Ed}}{A} = \frac{-54,79}{53,6} (10) = 10,22 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$V_{z,Ed} \left\{ \begin{array}{l} \tau = \tau_{xz,d} = \frac{V_{z,Ed}}{A_w} = \frac{-54,72 \text{ KN}}{24,9 * 0,71 \text{ cm}^2} (10) = 30,95 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$$\sigma_{co} = \sqrt{\sigma_{x,Ed}^2 + 3 \tau_{xzd}^2} \leq f_y/\gamma_{M0}$$

Punto 1

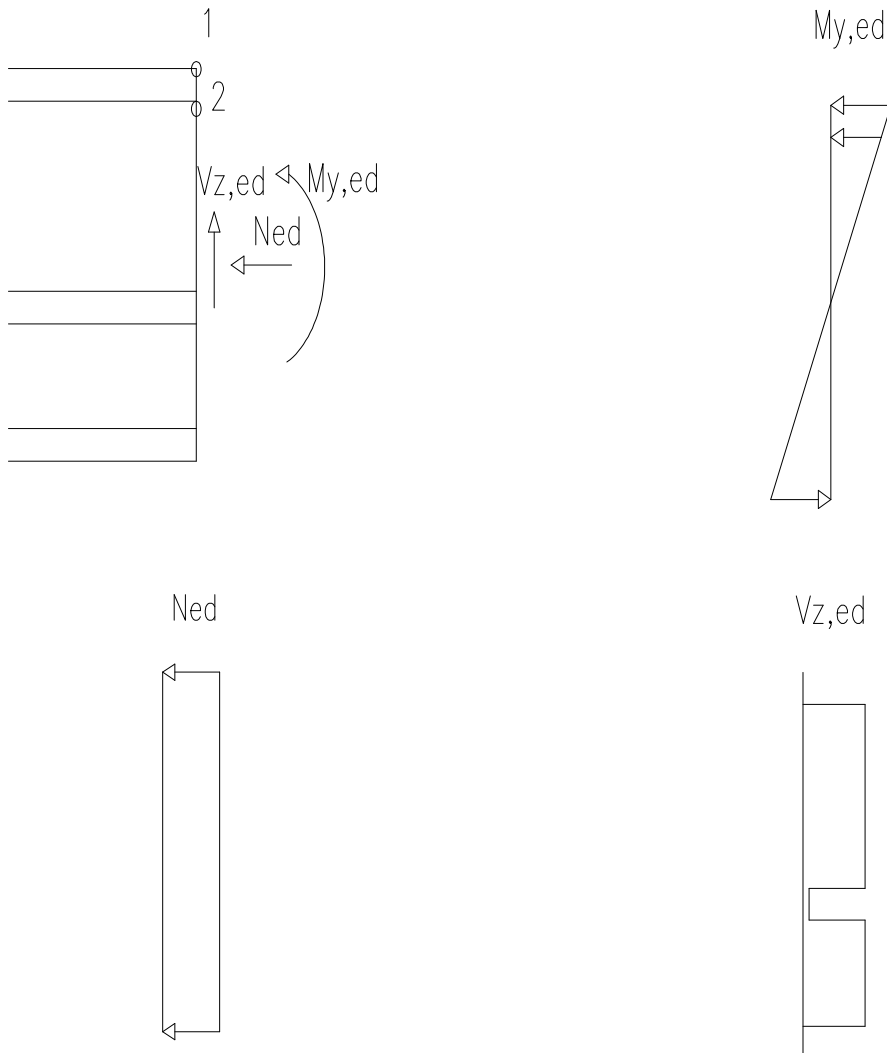
$$\sigma_{co} = \sqrt{(129,6 + 10,22)^2} = 139,82 \text{ MPa}$$

Punto 2

$$\sigma_{co} = \sqrt{(107,57 + 10,22)^2 + 3(30,95)^2} = 129,41 \text{ MPa}$$

$$f_y/\gamma_{M0} = \frac{275}{1,05} = 262 \text{ MPa}$$

2.8.3.3. Dintel (IPE 300) Con Refuerzo.



Despreciamos el efecto del cortante y nos centramos en las tensiones normales.

$$M_{y,Ed} \left\{ \begin{array}{l} \sigma_c = \sigma_{x,Ed} = \frac{My, Ed}{W_{el, inf}} = \frac{154,28 \text{ mKN}}{1212,12 \text{ cm}^3} (10^3) = 127,28 \text{ MPa} \\ \sigma_t = \sigma_{x,Ed} = \frac{My, Ed}{W_{el, sup.}} = \frac{154,28 \text{ mKN}}{1175,07 \text{ cm}^3} (10^3) = 131,29 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$N_{Ed} \rightarrow \sigma_c = \sigma_{x,Ed} = \frac{N_{Ed}}{A} = \frac{57,56}{53,6} (10) = 10,74 \text{ MPa}$$

Borde Superior: $\sigma = 131,29 - 10,74 = 120,55 \text{ MPa}$ (Tracción)

Borde Inferior: $\sigma = 127,28 - 10,74 = 138,02 \text{ MPa}$ (Compresiones)

2.8.3.4. Análisis del pórtico:

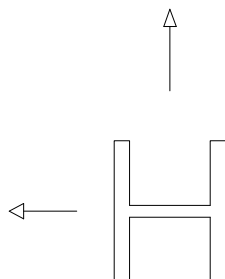
Admitiendo que los esfuerzos ya están mayorados, procedemos al análisis a partir de la combinación que provoca los mayores momentos flectores y no la de mayor axil en los pilares:

- Combinación 82 (1,35 PP + 1,05 SC + 1,5 V4 + 0,75 N).

$$\text{Pilar IPE 360} \left\{ \begin{array}{l} A = 72,7 \text{ cm}^2 \\ I_y = 16270 \text{ cm}^4 \\ i_y = 15 \text{ cm} \\ S_y = 510 \text{ cm}^3 \end{array} \right.$$

$$\text{Dintel IPE-300} \rightarrow I_y = 8360 \text{ cm}^4$$

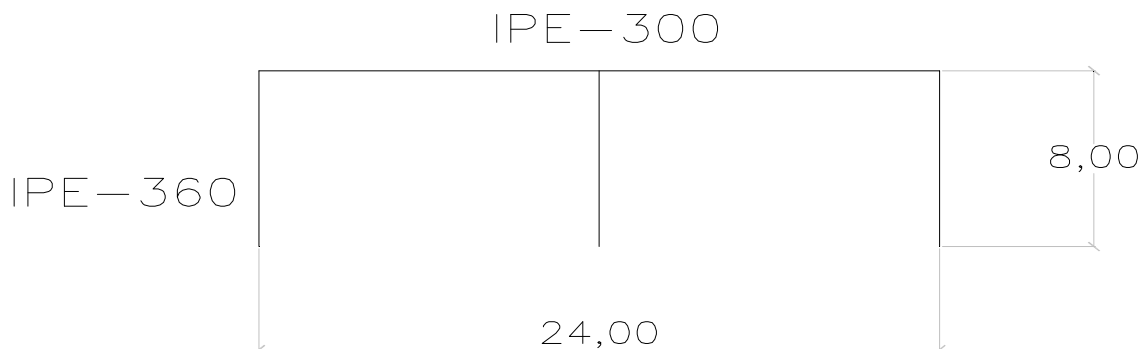
Cerramiento de placas que impiden el pandeo en el plano del mismo.



$PP_y \rightarrow$ Impedido

$PP_t \rightarrow EP_y$ Perfil Simple $\lambda = l_k/i_y = \beta \cdot l/i_y$

Para calcular "β" aplicaremos el caso de pilares de edificios.



$$\eta_{\text{sup.}} = \frac{\sum \left(\frac{I}{L} \right)_{(\text{pilares})}}{\sum \left(\frac{I}{L} \right)_{(\text{pilares})} + \sum \left(\frac{I}{L} \right)_{(\text{eficaz vigas})}} = \frac{\frac{16270}{800}}{\frac{16270}{800} + \frac{8360}{1200} \times 1,5} = \frac{20,338}{20,338 + 10,45} = 0,66$$

$\eta_{\text{inf.}} = 0 \rightarrow$ Por ser un empotramiento.

$$\left. \begin{array}{l} \eta_{\text{sup.}} = 0,66 \\ \eta_{\text{inf.}} = 0 \end{array} \right\} \text{Pórtico intraslacional (TABLA 6.3.2.5-1 del CTE DB SE-A)} \rightarrow \beta = 0,63$$

2.8.3.4.1. Comprobación a pandeo del pilar admitiendo que no existe pandeo lateral

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + \frac{C_m}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr}}} * \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

$$N_{ED} = 82,13 \text{ KN}$$

$$N_{b, Rd} = \frac{X \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M_1}} \quad \text{*Hay que hacer hincapié en el uso excepcional de } \gamma_{M_1}$$

$$\lambda = \frac{\beta \cdot l}{i_y} = \frac{0,63 \cdot 800}{15} = 33,60$$

$$\lambda_E = 93,91 \cdot \epsilon = 93,91 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 93,91 \cdot \sqrt{\frac{235}{275}} = 86,80$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_E} = \frac{33,60}{86,80} = 0,387 \leq 1,8$$

$$\text{Curva de pandeo} \begin{cases} \text{Perfil laminado } \frac{h}{b} > 1,2 & t_f \leq 40 \text{ mm} \\ \text{EP "y"} \rightarrow \text{curva "a"} \rightarrow \chi = 0,95 \end{cases}$$

$$N_{b, Rd} = \frac{0,98 \cdot 72,7 \text{ cm}^2 \cdot 275 \text{ MPa}}{1,1} \cdot \left(\frac{1}{10}\right) = 1781,15 \text{ kN}$$

$$C_m (\text{intraslacional}) = (0,6 - 0,4) \cdot \left(\frac{M_{(Ed, min)}}{M_{(Ed, max)}}\right) = (0,6 - 0,4) \cdot \left(\frac{12,905}{16,386}\right) = 0,285 \leq 0,4 \Rightarrow 0,4$$

$$N_{cr} = \frac{\Pi^2}{(\beta \cdot L)^2} \cdot E \cdot I = \frac{\Pi^2}{(0,63 \cdot 800)^2 \text{ cm}^2} \cdot 210000 \text{ MPa} \cdot 16270 \text{ cm}^4 = 13275 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 163,86 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{C, Rd} = \omega_{pl} \cdot \left(\frac{f_y}{\gamma_{Mo}}\right) = 2 S_y \cdot \left(\frac{f_y}{\gamma_{Mo}}\right) = 2 \cdot 510 \text{ cm}^3 \cdot \left(\frac{275 \text{ MPa}}{1,05}\right) \cdot \left(\frac{1}{10^3}\right) = 267,14 \text{ mKN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + \frac{C_m}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr}}} * \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{82,13 \text{ KN}}{1781,15 \text{ KN}} + \frac{0,4}{1 - \frac{82,13 \text{ KN}}{13275 \text{ KN}}} * \frac{163,86 \text{ KNm}}{267,14 \text{ KNm}} \leq 1$$

$$0,0461 + 0,4025 * 0,6133 = 0,293 \leq 1 \rightarrow \text{Cumple}$$

PROBLEMAS {

- Si trabajamos con CYPE, no sabemos si la estructura es traslacional o intraslacional a menos que lo calculemos nosotros.
- CYPE no hace cálculos en 2º orden.

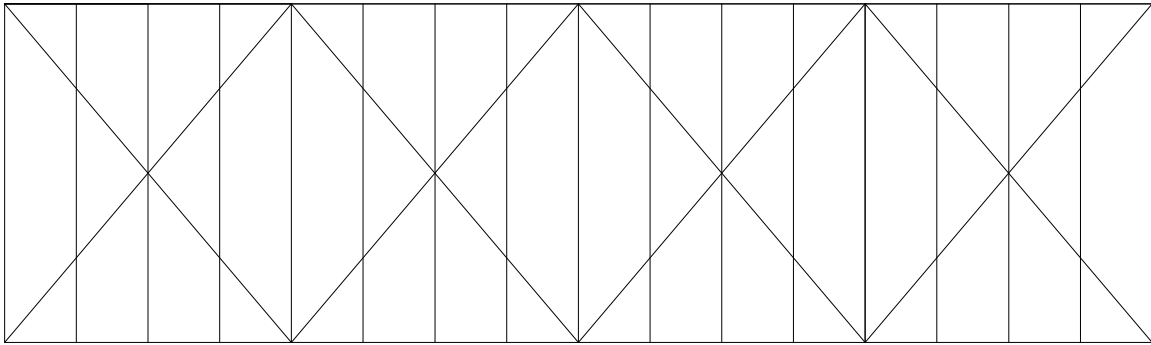
$C_M \rightarrow$ depende de que la estructura se traslacional o intraslacional.

$\beta \rightarrow$ Si es traslacional o intraslacional tiene poca o escasa influencia en este tipo de estructuras.

2.8.3.4.2. Comprobación a pandeo del dintel

Para calcular el pandeo del dintel debemos tener elegida las disposiciones de las cruces de San Andrés además de las correas:

En nuestro caso se fijan las correas para que sean éstas las que arriostren la parte superior de los distintos dinteles.

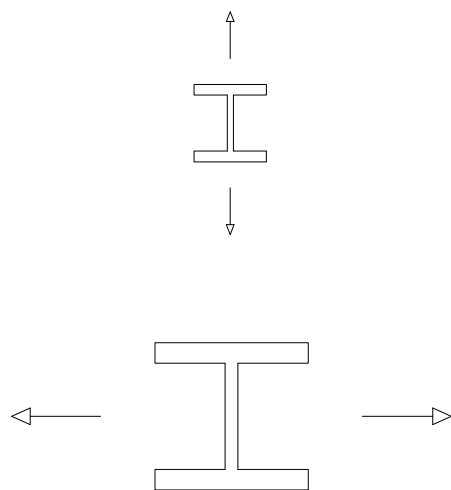


Comprobación a Pandeo:

$$\frac{N_{ED}}{N_{RD}} + \frac{C_m}{1 - \frac{N_{ED}}{N_{cr}}} * \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

Combinación más desfavorable: combinación 82: 1,35 PP + 1,05 SC + 1,5 V4 + 0,75 N

Analizamos las dos direcciones de pandeo posibles en el dintel:



A.

$$\lambda = \frac{l_k}{i_y} = \frac{1 \cdot 603}{12,5} = 48,24 \quad \bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_E} = \frac{48,24}{91,43} = 0,53$$

$$\bar{\lambda}_E = 98,91 \cdot \varepsilon = 98,91 \quad \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 98,9 \quad \sqrt{\frac{235}{275}} = 91,43$$

B. * Admitiendo que arriostran las correas

$$\lambda = \frac{1 \cdot 140}{3,55} = 39,44 \rightarrow \bar{\lambda} = \frac{39,44}{86,8} = 0,45$$

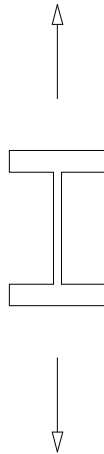
Aparece el pandeo primero en el sentido estudiado en el caso A.

$$N_{Ed} \begin{cases} \text{Zona sin refuerzo : } 54,79 \text{ kN ; } & M_{Ed} = 72,17 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ \text{Zona con refuerzo: } 57,56 \text{ kN ; } & M_{Ed} = 154,28 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \begin{cases} \text{Z.S.R: } \bar{\lambda} = 0,45 & \text{Perfil laminado } \frac{h}{b} > 1,2 ; T_f \leq 40 \text{ mm} \\ & EP_{yz} \text{ curva "b" ; } \chi = 0,90 \\ \text{Z.C.R: } \bar{\lambda} = 0,45 & \text{Perfil laminado } \frac{h}{b} > 1,2 ; T_f \leq 40 \text{ mm} \\ & EP_{yz} \text{ curva "b" ; } \chi = 0,90 \end{cases}$$

$$N_{b,Rd} \begin{cases} \text{Z.S.R} & N_{b,Rd} = \frac{0,90 \cdot 53,6 \text{ cm}^2 \cdot 275 \text{ MPa}}{1,10} \left(\frac{1}{10} \right) = 1206 \text{ kN} \\ \text{Z.C.R} & N_{b,Rd} = \frac{0,90 \cdot 89,05 \text{ cm}^2 \cdot 275 \text{ MPa}}{1,10} \left(\frac{1}{10} \right) = 2003,63 \text{ kN} \end{cases}$$

$$C_m = 0,6 \pm 0,4 \frac{|M_{Ed, min}|}{|M_{Ed, max}|} \geq 0,4 \begin{cases} + \text{ si ambos momentos tienen el mismo signo.} \\ - \text{ si ambos momentos tienen signo distinto.} \end{cases}$$



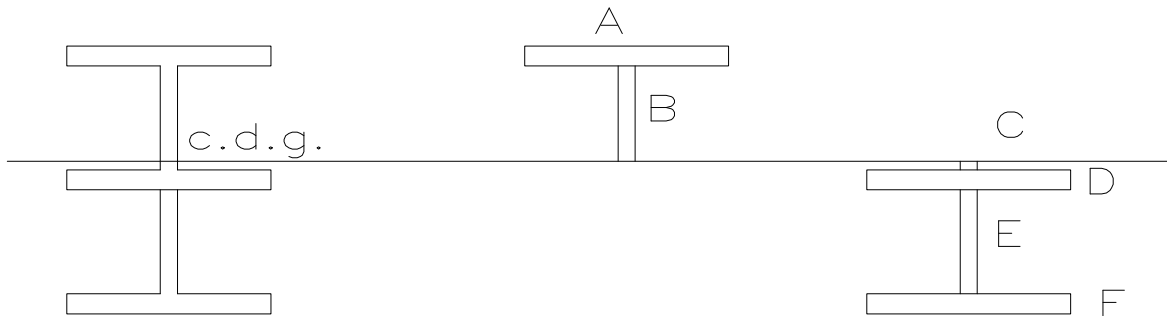
$$C_m = 0,6 - 0,4 \frac{|60,82|}{|72,17|} = 0,26 \leq 0,4 \rightarrow \mathbf{0,4}$$

N_{cr} = Tratando al dintel como un elemento de sección constante IPE – 300.

$$N_{cr} = \frac{\pi^2}{l_k^2} \cdot E \cdot I_y = \frac{\pi^2}{(1 \cdot 603)^2 \text{ cm}^2} * 210.000 \text{ MPa} * 8360 \text{ cm}^4 \left(\frac{1}{10} \right) = 4765,3 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} \begin{cases} \text{Z.S.R} \rightarrow 72,17 \text{ kN} \\ \text{Z.C.R} \rightarrow 154,28 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{cases}$$

$$M_{c,Rd} = W_{pl} \cdot f_{yd} \begin{cases} \text{Z.S.R} \rightarrow 2 \cdot S_y \cdot \frac{275}{1,05} \left(\frac{1}{10^3} \right) = 2 \cdot 314 \cdot \frac{275}{1,05} \left(\frac{1}{10^3} \right) = 164,48 \text{ m}\cdot\text{kN} \\ \text{Z.C.R} \rightarrow 1468,5 \cdot \frac{275}{1,05} \left(\frac{1}{10^3} \right) = 384,61 \text{ m}\cdot\text{kN} \end{cases}$$



$$W_{pl,y} = A+B+C+D+E+F = 16,05 \cdot 27,13 + 18,64 \cdot 13,3 + 0,88 \cdot 0,63 + 16,05 \cdot 1,799 + 18,48 \cdot 15,51 + 16,05 \cdot 29,23 = 1468,5 \text{ cm}^3.$$

Comprobación de la Zona Sin Refuerzo:

¿Se cumple que?:

$$\frac{54,79 \text{ kN}}{1206 \text{ kN}} + \frac{0,4}{1 - \frac{54,79 \text{ kN}}{4765,3 \text{ kN}}} \cdot \frac{72,17 \text{ m kN}}{164,48 \text{ m kN}} \leq 1$$

$$0,045 + 0,405 \cdot 0,439 = 0,045 + 0,178 = \mathbf{0,223 \leq 1 \quad OK}$$

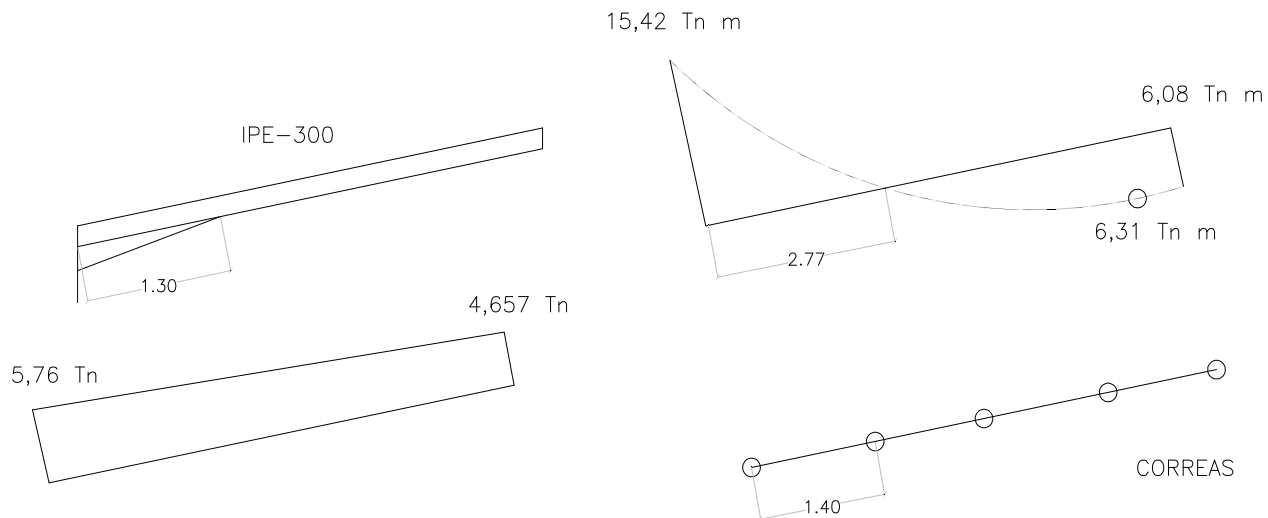
Comprobación de la Zona Con Refuerzo:

$$\frac{57,56 \text{ kN}}{2003,63 \text{ kN}} + \frac{0,4}{1 - \frac{57,56 \text{ kN}}{4765,3 \text{ kN}}} \cdot \frac{154,28}{384,61} =$$

$$= 0,029 + 0,405 \cdot 0,4 = 0,029 + 0,162 = \mathbf{0,191 \leq 1 \quad OK}$$

2.8.3.4.3. Cálculo a pandeo lateral dintel:

Combinación más desfavorable: combinación 82: 1,35 PP + 1,05 SC + 1,5 V4 + 0,75 N



a) Pandeo lateral con flector positivo:

El arriostramiento se consigue con las correas.

$$M_{Ed} \leq M_{b,Rd}$$

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_y}{\gamma_{MI}} \quad W_y = W_{pla} = 628 \text{ cm}^3$$

$$\chi_{LT} = f(\lambda_{LT}^-, \text{curva pandeo}) \quad \lambda_{LT}^- = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} \quad M_{cr} = \sqrt{(M_{LTV})^2 + (M_{LTW})^2}$$

$$M_{LTV} = C_1 \cdot \frac{\Pi}{K_\phi \cdot L_c} \cdot \sqrt{G \cdot I_T \cdot E \cdot I_z}$$

$C_1 = 1,00$	$G = 81.000 \text{ MPa}$	$I_z = 604 \text{ cm}^4$
$K_\phi = 1$	$I_T = 53,80 \text{ cm}^4$	
$L_c = 1,30 \text{ m}$	$E = 210.000 \text{ MPa}$	

$$M_{LTV} = 1,00 * \frac{\Pi}{1 \cdot 1,30 m} \sqrt{81.000 MPa \cdot 53,80 cm^4 \cdot 210.000 MPa \cdot 604 cm^4 \cdot \left(\frac{1}{10^4}\right)} =$$

$$568157 N \cdot m = \underline{568,16 m \cdot kN}$$

$$M_{LTW} = W_{el,y} * \frac{\Pi^2 \cdot E}{(K_{\phi} \cdot L_c)^2} * C_1 * (i_{f,t})^2 \quad \left| \quad \begin{array}{l} W_{el,y} = 557 cm^3. \\ L_{f,z} = \frac{b}{\sqrt{12}} = \frac{15 cm}{\sqrt{12}} = 4,33 cm \end{array} \right.$$

$$M_{LTW} = 557 cm^3 * \frac{\Pi^2 \cdot 210.000 MPa}{(1 \cdot 1,30 m)^2} * 1,00 * (4,33)^2 cm^2 * \frac{1}{10^7} = \underline{1281 m \cdot kN}$$

$$M_{cr} = \sqrt{(568,16)^2 + (1281)^2} = \underline{1401 m \cdot kN}$$

$$\lambda_{LT}^- = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{628 cm^3 \cdot 275}{1401} \cdot \left(\frac{1}{10^3}\right)} = \underline{0,123}$$

Curva de Pandeo → Perfil laminado doble T con $\frac{h}{b} = 2 \rightarrow "a"$

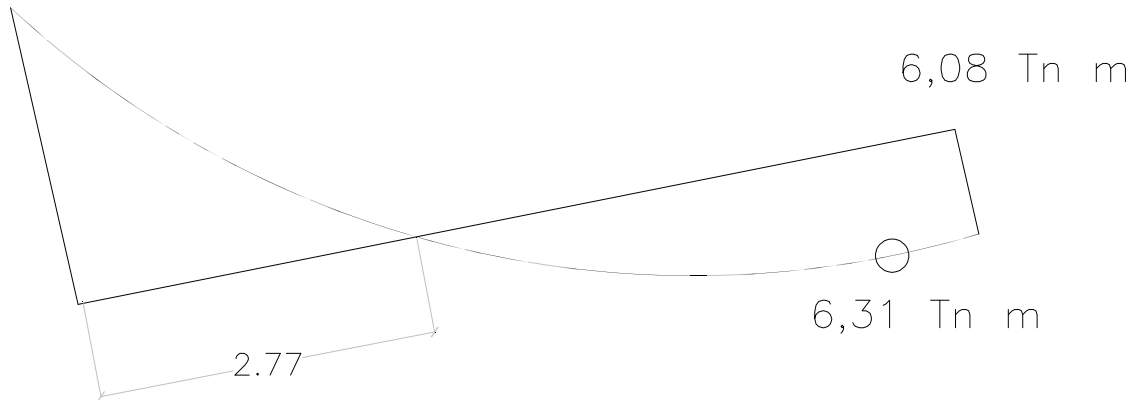
$X_{LT} = 1,00$

$$M_{b,Rd} = \frac{1,00 \cdot 628 \cdot 275}{1,05} \left(\frac{1}{10^3}\right) = \underline{164,5 m \cdot kN > 63,04 Tn \cdot m}$$

b) Pandeo lateral con flector negativo:

Ni las correas, ni las cruces de San Andrés arriostran el ala inferior.

15,42 Tn m



Para los cálculos supondremos perfil IPE-300 (sin refuerzo).

$$M_{LTV} = C_1 \cdot \frac{\Pi}{K_\phi \cdot L_c} \cdot \sqrt{G \cdot I_T \cdot E \cdot I_z} \quad \left| \begin{array}{l} C_1 = 1,88 \\ K_\phi = 0,70 \\ L_c = 2,77 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$M_{LTV} = 1,88 \cdot \frac{\Pi}{0,70 \cdot 4,58 \text{ m}} \cdot \sqrt{81.000 \text{ MPa} \cdot 53,80 \text{ cm}^4 \cdot 210.000 \text{ MPa} \cdot 604 \text{ cm}^4 \cdot \left(\frac{1}{10^4}\right)} =$$

$$433117 \text{ N} \cdot \text{m} = \underline{404,2 \text{ m} \cdot \text{kN}}$$

$$M_{LTW} = W_{el,y} \cdot \frac{\Pi^2 \cdot E}{(K_\phi \cdot L_c)^2} \cdot C_1 \cdot (i_{f,t})^2 =$$

$$= 557 \text{ cm}^3 * \frac{I^2 \cdot 210.000 \text{ MPa}}{(0,70 \cdot 2,77)^2 \text{ m}^2} * 1,88 * (4,33)^2 \text{ cm}^2 \left(\frac{1}{10^7} \right) = \underline{1082 \text{ m} \cdot \text{kN}}$$

$$M_{cr} = \sqrt{(404,2)^2 + (1082)^2} = \underline{1155 \text{ m} \cdot \text{kN}}$$

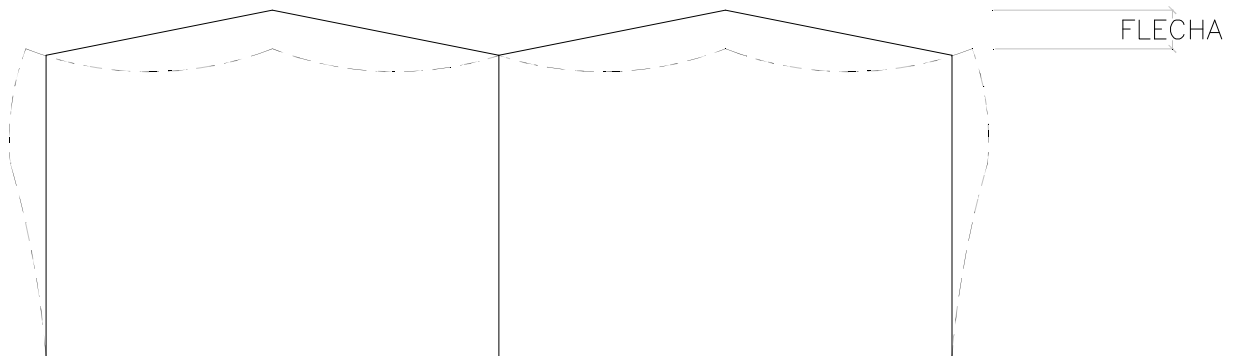
$$\lambda_{LT}^- = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{628 \text{ cm}^3 \cdot 275 \text{ MPa}}{1155} \cdot \left(\frac{1}{10^3} \right)} = \underline{0,15} \rightarrow \chi_{LT} = 1,00$$

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_y}{\gamma_{MI}} = \frac{1,00 \cdot 628 \text{ cm}^3 \cdot 275 \text{ MPa}}{1,05} \left(\frac{1}{10^3} \right) = \underline{164,5 \text{ m} \cdot \text{kN} > 154,3 \text{ m} \cdot \text{kN}}$$

↓
NO HACEN FALTA TORNAPUNTAS

2.8.4. DEFORMACIONES.

2.8.4.1. Deformaciones Verticales



a) Apariencia de la obra

$$W_{max} \leq \frac{L}{300} \rightarrow \text{Combinación casi permanente: } \Sigma G_{(k,j)} + P + \Sigma \Psi_{(2,i)} \cdot Q_{(k,i)}$$

Para nieve y viento $\Psi_2 = 0$ luego queda $\Sigma G_{(k,j)}$. Solo interviene la acción permanente.

Flecha de la acción permanente $\rightarrow -0,65 \text{ cm} = W_{max}$

$$\frac{L}{300} = \frac{1200}{300} = 4 \text{ cm}$$

b) Confort usuarios

No tiene sentido en naves industriales.

c) Integridad elementos constructivos

Nuestra cubierta es un elemento estructural que no soporta tabiques ni pavimentos rígidos

luego la limitación que impone la norma es $W_{act} \leq \frac{L}{300}$ con combinación característica.

$$\Sigma G_{(k,j)} + P + Q_{(k,1)} + \Sigma \Psi_{(0,i)} \cdot Q_{(k,i)}$$

W_{act} representa la flecha activa y es la flecha que se produce cuando el elemento dañable está colocado (en nuestro caso panel sandwich). Las únicas cargas que actúan a posteriori de la colocación de los paneles son el viento y la nieve. La combinación de acciones será:

$$Q_{(k,1)} + \Sigma \Psi_{(0,i)} \cdot Q_{(k,i)} \quad \text{donde}$$

	Nieve	Viento
$\Psi_{0,i}$	0,6	0,5

Flechas:

Debido a la nieve $\rightarrow -0,39 \text{ cm}$

Debido a V1 $\rightarrow +1,05 \text{ cm}$

Debido a V2 $\rightarrow +1,11 \text{ cm}$

$$\frac{L}{300} = \frac{1200}{300} = 4 \text{ cm}$$

Debido a V3 $\rightarrow +0,55 \text{ cm}$

Debido a V4 $\rightarrow -0,91 \text{ cm}$

Debido a V5 $\rightarrow +1,69 \text{ cm}$

Combinaciones:

Combinaciones	Valores	cm	
N + 0,5 V ₁	- 0,39 + 0,5 * 1,05	+ 0,135	Ok
N + 0,5 V ₂	- 0,39 + 0,5 * 1,11	+ 0,165	Ok
N + 0,5 V ₃	- 0,39 + 0,5 * 0,55	- 0,115	Ok
N + 0,5 V ₄	- 0,39 + 0,5 * (- 0,91)	- 0,845	Ok
N + 0,5 V ₅	- 0,39 + 0,5 * 1,69	+ 0,455	Ok
V ₁ + 0,5 N	1,05 + 0,6 * (- 0,39)	+ 0,816	Ok
V ₂ + 0,5 N	1,11 + 0,6 * (- 0,39)	+ 0,876	Ok
V ₃ + 0,5 N	0,55 + 0,6 * (- 0,39)	+ 0,316	Ok
V ₄ + 0,5 N	- 0,91 + 0,6 * (- 0,39)	- 1,144	Ok
V ₅ + 0,5 N	1,69 + 0,6 * (- 0,39)	+ 1,456	Ok

2.8.4.2. Deformaciones Horizontales

a) Apariencia de la obra

$$Desplome\ local \leq \frac{h}{250} \rightarrow \text{combinación casi permanente } \Sigma G_{(k,j)} + P + \Sigma \Psi_{(2,i)} \cdot Q_{(k,i)}$$

$$\frac{h}{250} = \frac{800\text{cm}}{250} = 3,2\text{ cm} \quad \text{Combinación de cargas } \Sigma G_{(k,j)} \text{ exclusivamente.}$$

Pilar izquierdo \rightarrow - 0,12 cm

Pilar derecho \rightarrow + 0,12 cm

b) Integridad elementos constructivos

$$\text{En naves industriales, es más restrictivo el } Desplome\ total \leq \frac{H}{500} = \frac{800}{500} = 1,6\text{ cm.}$$

Suponiendo que colocamos los paneles de cubierta cuando los cerramientos están ya puestos.

$$\text{Combinación característica } \rightarrow \Sigma G_k + Q_{(k,1)} + \Sigma \Psi_{(0,i)} \cdot Q_{(k,i)}$$

Deformaciones:

Acción	Pilar izquierdo (cm)	Pilar central (cm)	Pilar derecho (cm)
G	- 0,12	0	+ 0,12
Nieve	- 0,07	0	- 0,07
V ₁	+ 1,39	+ 1,18	+ 1,15
V ₂	+ 1,30	+ 1,08	+ 1,16
V ₃	+ 1,31	+ 1,18	+ 1,23
V ₄	+ 1,22	+ 1,08	+ 1,24
V ₅	+ 0,27	0	- 0,27

Combinaciones:

Combinaciones	Pilar izquierdo	Pilar central	Pilar derecho	
G + N + 0,5 V ₁	+ 0,505	+ 0,59	+ 0,765	Ok
G + N + 0,5 V ₂	+ 0,46	+ 0,54	+ 0,77	Ok
G + N + 0,5 V ₃	+ 0,465	+ 0,59	+ 0,805	Ok
G + N + 0,5 V ₄	+ 0,42	+ 0,54	+ 0,81	Ok
G + N + 0,5 V ₅	- 0,055	0	+ 0,055	Ok
G + V ₁ + 0,6 N	+ 1,228	+ 1,18	+ 1,312	Ok
G + V ₂ + 0,6 N	+ 1,138	+ 1,08	+ 1,322	Ok
G + V ₃ + 0,6 N	+ 1,148	+ 1,18	+ 1,392	Ok
G + V ₄ + 0,6 N	+ 1,058	+ 1,08	+ 1,402	Ok
G + V ₅ + 0,6 N	+ 0,108	0	- 0,108	Ok

2.8.5. RIGIDIZADORES EN NUDOS:

Condición para no necesitar rigidizadores:

$$e'_c > \frac{b_v \cdot e_v}{e_v + 5 \cdot k} \quad k = e_c + r_c$$

	h	b	e (e' _{cv})	e ₁ (e _{cv})	r
IPE 300	300	150	7,1	10,7	15
IPE 360	360	170	8,0	12,7	18

a), b) Abollamiento de la zona comprimida del alma del pilar y rotura por tracción del alma del pilar en zona traccionada.

1) Encuentro pilar exterior- dintel

$$K = 12,7 + 18 = 30,7 \text{ mm}$$

$$e'_{c-} = 8$$

$$\frac{b_v \cdot e_v}{e_v + 5 \cdot k} = \frac{150 \cdot 10,7}{10,7 + 5 \cdot 30,7} = 9,78 \Rightarrow \text{Rompe} \Rightarrow \text{rigidizador de espesor } e_v \rightarrow \text{ala dintel.}$$

2) Encuentro pilar central-dinteles

$$K = 7,1 + 15 = 22,1$$

$$e'_{c-} = 7,1$$

$$\frac{b_v \cdot e_v}{e_v + 5 \cdot k} = \frac{150 \cdot 10,7}{10,7 + 5 \cdot 22,1} = 9,78 \Rightarrow \text{Rompe} \Rightarrow \text{rigidizador de espesor } e_v \rightarrow \text{ala dintel.}$$

c) Deformación excesiva del ala del pilar.

$$\lambda_{ec} \geq 0,4 \sqrt{b_v \cdot e_v} \quad ?$$

1) $e_c = 12,7 \text{ mm}$

$$0,4 \sqrt{b_v \cdot e_v} = 0,4 \sqrt{150 \cdot 10,7} = 16,03 \Rightarrow \text{Necesita refuerzo}$$

2) $e_c = 10,7 \text{ mm}$

$$0,4 \sqrt{b_v \cdot e_v} = 0,4 \sqrt{150 \cdot 10,7} \Rightarrow \text{Necesita refuerzo}$$

d) Cizallamiento del alma del rectángulo en el pilar.

M_v^* = momento en la viga.

$$M_u = \sigma_e \cdot W_{x, viga}$$

$$\beta = \frac{M_v^*}{M_u}$$

$$\text{Seguridad si } e'_{c-} \geq 1,73 \cdot \frac{M_v}{h_v \cdot h_c \cdot \sigma_E}$$

1) $e'_c = 80 \text{ mm} = 0,008 \text{ m}$

$$1,73 \cdot \frac{M_v}{h_v \cdot h_c \cdot \sigma_E} = 1,73 \cdot \frac{154,28 \text{ kN} \cdot \text{m}}{0,30 \text{ m} \cdot 0,36 \text{ m} \cdot \left(\frac{275}{1,05} \text{ MPa} \right) \cdot 10 \text{ kN/MPa} \cdot \text{cm}^2 \cdot 10^4 \text{ cm}^2/\text{m}^2} =$$

$$= 9,44 \cdot 10^{-5} < 0,008 \text{ OK , No necesita refuerzo}$$

2) $e'_c = 7,1 \text{ mm}$

$$1,73 \cdot \frac{137 \text{ kN} \cdot \text{m} \cdot 1000 \text{ mm/m}}{0,3 \text{ m} \cdot 0,3 \text{ m} \cdot \left(\frac{275}{1,05} \text{ MPa} \right) \cdot 10 \text{ kN/MPa} \cdot \text{cm}^2 \cdot 10^4 \text{ cm}^2/\text{m}^2} =$$

$$= 0,1 < e'_c \text{ OK , No necesita refuerzo}$$

2.8.6. ARRIOSTRAMIENTO:

2.8.6.1. Inestabilidad e imperfecciones:

Procedemos a calcular los esfuerzos provocados sobre el arriostramiento por los fenómenos de inestabilidad e imperfecciones.

Defecto inicial:

$$W_o = \frac{L}{500} \cdot K \leq 60 \text{ mm} \quad K = \sqrt{0,2 + \frac{1}{n_r}} \leq 1$$

n_r = número de elementos arriostros por las cruces de San Andrés.

$$n_r = \frac{6 \text{ pórticos}}{2 \text{ cruces S.A}} = 3 \text{ pórticos /cruz}$$

$$K = \sqrt{0,2 + \frac{1}{3}} = 0,73 \leq 1 \text{ OK}$$

$$W_o = \frac{L}{500} \cdot 0,73 = \frac{6,03 \cdot 2}{500} \cdot 0,73 = 0,0176 \text{ m} = 1,76 \text{ cm}$$

Comenzamos con el proceso iterativo para obtener las fuerzas transversales equivalentes a las imperfecciones en los arriostramientos.

$$q = \sum N_{Ed} \cdot 8 \cdot \frac{W_o}{L^2}$$

$$N_{Ed} = \text{Axil} + \text{flector} = N_{Ed} + \frac{M_{Ed}}{h} = 51,82 \text{ kN} + \left\{ \begin{array}{l} \frac{72,289 \text{ mKN}}{0,33} = \underline{271 \text{ kN}} \\ \frac{154,53 \text{ kN}}{0,63} = \underline{297,0 \text{ kN}} \end{array} \right.$$

$W_o = 1,76 \text{ cm}$, como consecuencia de $N_{Ed} = 297,0 \text{ kN}$

$$q? \rightarrow q_1 = \sum N_{Ed} \cdot 8 \cdot \frac{W_o}{L^2} = \left(\frac{3 \text{ pórticos} \cdot 297 \text{ kN}}{\text{cruz} \cdot \text{pórtico}} \right) \cdot 8 \cdot \left(\frac{0,0176}{(12,06 \text{ m})^2} \right) =$$

$$q_1 = 0,86 \text{ kN/m} \rightarrow \text{desplazamiento} = 0,0023 \text{ m} = 0,23 \text{ cm} < 1,76$$

$$q_2 = 3 \cdot 297 \cdot 8 \cdot \frac{0,0176 + 0,0023}{(12,06 \text{ m})^2} = 0,98 \text{ kN/m}$$

$$\text{flecha} = 0,0026 \text{ m} \neq (0,0176 + 0,0023)$$

$$q_3 = 3 \cdot 297 \cdot 8 \cdot \frac{0,0176 + 0,0026}{(12,06 \text{ m})^2} = 0,99 \text{ kN/m} \rightarrow \text{Fin del proceso reiterativo, ya que este}$$

valor es aproximado al obtenido anteriormente.

Así tenemos $q = 0,99 \text{ kN/m}$

2.8.6.2. Empuje Viento:

Del análisis de las cargas sobre el cerramiento, obtenemos una carga máxima sobre el frontal de $0,59 \text{ kN/m}^2$.

Si combinamos ambas cargas sobre el dintel frontal, y estudiamos una viga de celosía formada por los dinteles de los dos primeros pórticos, las cruces de San Andrés y las correas, obtenemos un axil sobre las cruces de $30,3 \text{ kN}$.

Por lo que la sección del cordón que forma las cruces, será:

$$\sigma_x = \frac{N_{Ed}}{A} = \frac{30,3 \text{ KN}}{\frac{\pi}{4} \cdot (1,4 \text{ cm})^2} \cdot 10 \frac{\text{MPa}}{\text{kN/cm}^2} = 196,8 \text{ MPa} < \frac{275}{1,05} \text{ MPa} \quad \text{OK}$$

Vemos que las cruces de $\Phi 14$ son válidas, pero por motivos constructivos, no se usan diámetros inferiores a 16 mm .

2.8.7. CORREAS

Análisis de las Cargas

2.8.7.1. Acción permanente.

Cubierta. Panel Sandwich $35 \text{ mm} \rightarrow 15 \text{ kp/m}^2 \cdot 1,5 \text{ m} \rightarrow 22,5 \text{ kp/m.l}$

Instalaciones $\rightarrow 10 \text{ kp/m}^2 \cdot 1,5 \text{ m} \rightarrow \frac{15 \text{ kp/m.l}}{50 \text{ kp/m.l}} = 0,37 \text{ kN(m.l)}$

2.8.7.2 Nieve

$$0,24 \text{ kN/m}^2 \cdot 2 = 0,48 \text{ kN/m.l} = 36 \text{ Kg/m.l}$$

$$0,2 \text{ kN/m}^2 \cdot 2 = 0,40 \text{ kN/m.l} = 30 \text{ Kg/m.l}$$

2.8.7.3. Viento

PE 3

	F	G	H	
q_e	- 0,89	-0,59	- 0,52	kN/m ²

PE 4

	F	H	I	
q_e	- 0,89	- 0,52	± 0,15	kN/m ²
* 1,5	- 1,335	- 0,78	± 0,225	kN/m.l

$$F + H = -0,89 + (-0,52) = - 1,41 \text{ kN/m}$$

$$G + H = -0,59 + (-0,52) = - 1,11 \text{ kN/m}$$

PE 3

	H	
q_e	- 0,52	kN/m ²
* 1,5	- 0,78	kN/m

PE 4

	G	H	I	
q_e	- 0,59	- 0,52	± 0,15	kN/m ²
* 1,5	- 1,335	- 0,78	± 0,225	kN/m.l

PI 1

$$q_i = - 0,37 \text{ kN/m}^2 \quad (-0,74 \text{ kN/m})$$

PI 2

$$q_i = - 0,33 \text{ kN/m}^2 \quad (-0,66 \text{ kN/m})$$

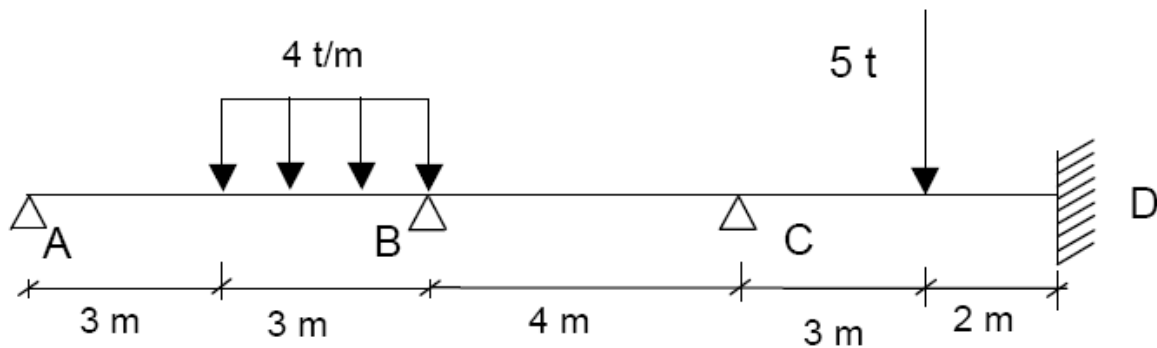
PI 3

$$q_i = 0,52 \text{ kN/m}^2 \quad (1,04 \text{ kN/m})$$

2.9. JUSTIFICACIÓN DE LA UTILIZACIÓN DE LOS DIAGRAMAS DE ESFUERZOS PROPORCIONADOS POR LA APLICACIÓN METAL 3D DE CYPE EN EL ANÁLISIS Y CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA DE LA NAVE INDUSTRIAL.

Se procede a la comparación de los diagramas obtenidos por el método de Cross y por el programa informático CYPE.

Esquema del ejercicio:



Método de Cross:

1º. Determinamos los coeficientes elásticos.

NUDO B

$$K_{BA} = \frac{3 \cdot E \cdot I}{6} = 0,5 \cdot E \cdot I$$

$$\beta_{BA} = 0$$

$$K_{BC} = \frac{4 \cdot E \cdot I}{4} = E \cdot I$$

$$\beta_{BC} = \frac{1}{2}$$

$$r_{BA} = \frac{0,5}{0,5+1} = 0,33$$

$$r_{BC} = \frac{1}{0,5+1} = 0,67$$

NUDO C

$$K_{CB} = \frac{4 \cdot E \cdot I}{4} = E \cdot I$$

$$\beta_{CB} = \frac{1}{2}$$

$$K_{CD} = \frac{4 \cdot E \cdot I}{5} = 0,8 \cdot E \cdot I$$

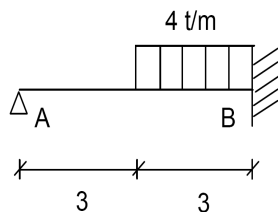
$$\beta_{CD} = \frac{1}{2}$$

$$r_{CB} = \frac{1}{1+0,8} = 0,56$$

$$r_{CD} = \frac{0,8}{1+0,8} = 0,44$$

2º. Calculamos los momentos y pares de empotramiento.

Tramo AB

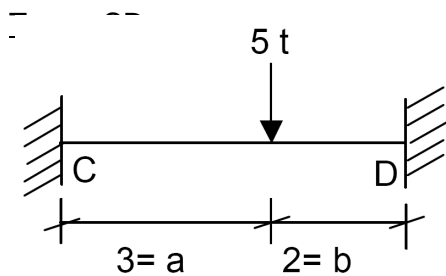


$$M_A = 0$$

$$M_B = - \frac{q \cdot a \cdot b \cdot c}{2 \cdot l^2} \cdot \left(l + a - \frac{c^2}{4 \cdot b} \right)$$

$$a = 4,5 ; b = 1,5 ; c = 3 ; l = 6 ; q = 4$$

$$M_B = - \frac{4 \cdot 4,5 \cdot 1,5 \cdot 3}{2 \cdot 6^2} \cdot \left(6 + 4,5 - \frac{3^2}{4 \cdot 1,5} \right) = - 10,125 \text{ t} \cdot \text{m}$$



$$M_C = - \frac{P \cdot a \cdot b^2}{l^2} = - \frac{5 \cdot 3 \cdot 2^2}{5^2} = - 2,4 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M_D = - \frac{P \cdot a^2 \cdot b}{l^2} = \frac{5 \cdot 3^2 \cdot 2}{5^2} = - 3,6 \text{ t} \cdot \text{m}$$

Pares de empotramiento

$$m_A = 0 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$m_B = -10,13 \text{ t}\cdot\text{m}$$

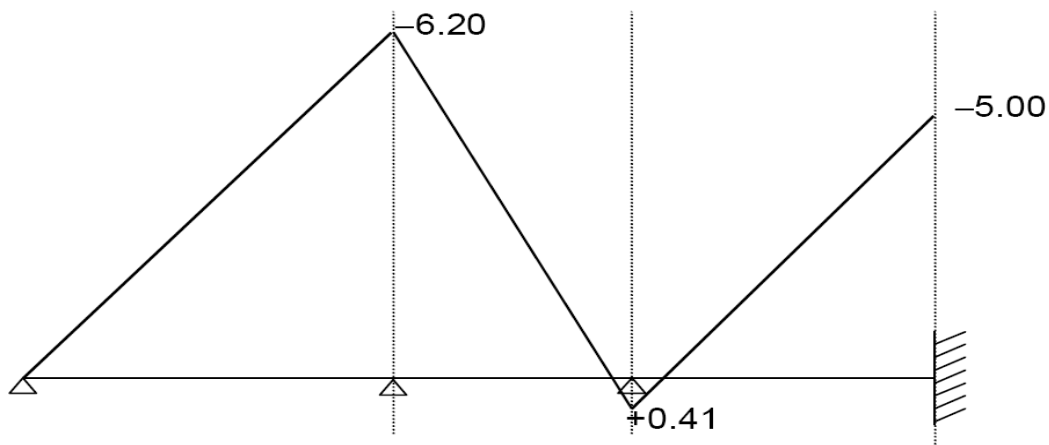
$$m_C = +2,4 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$m_D = -3,6 \text{ t}\cdot\text{m}$$

3º. Cross: Transmisiones.

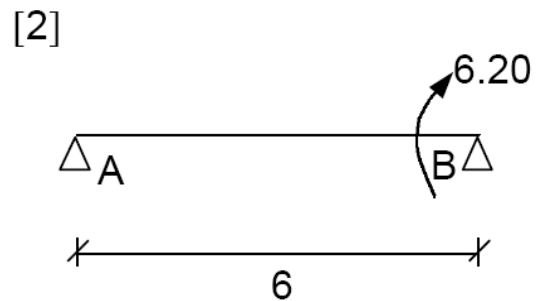
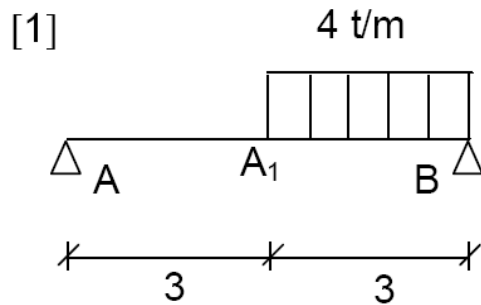
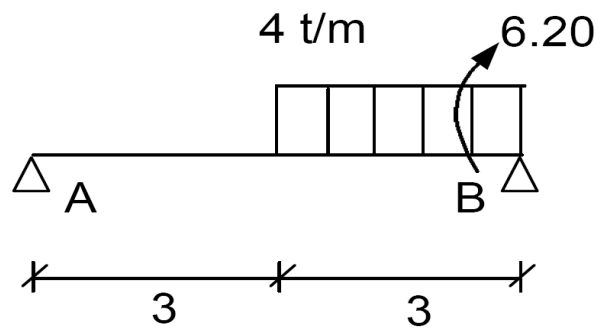
0	-6.21	+6.20	+0.41	-0.41	-5.00
		-0.01	-0.03	-0.02	→ -0.01
	+0.05	+0.10	→ +0.05		
		-0.15	← -0.31	-0.24	→ -0.12
	+0.53	+1.09	→ +0.55		
		-1.62	← -3.24	-2.55	→ -1.27
	+3.34	+6.79	→ +3.39		
	-10.13			+2.40	-3.60
	0.33	0.67	0.56	0.44	
A	B		C		D

4º. Diagrama de momentos flectores en los nudos.



Momentos isostáticos:

Tramo AB

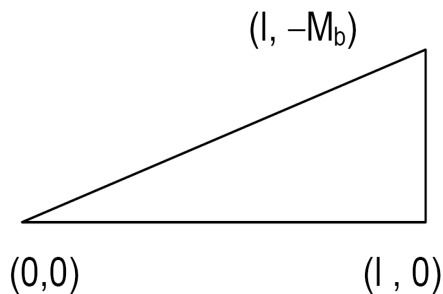


$$[1] \quad M_{AA1} = \frac{q \cdot b \cdot c}{l} \cdot x = \frac{4 \cdot 1,5 \cdot 3}{6} = 3 \cdot x$$

$$M_{A1B} = \frac{q \cdot b \cdot c}{l} \cdot x - \frac{q}{2} \cdot \left(x - \left(a - \frac{c}{2} \right) \right)^2$$

$$M_{A1B} = \frac{4 \cdot 1,5 \cdot 3}{6} \cdot x - \frac{4}{2} \cdot \left(x - \left(4,5 - \frac{3}{2} \right) \right)^2 = 3 \cdot x - 2 \cdot (x - 3)^2 = -2 \cdot x^2 + 15 \cdot x - 18$$

$$[2] \quad M_{AB} = -M \cdot \frac{x}{l} = -\frac{6 \cdot 20}{6} \cdot x = -1,03 \cdot x$$



$$\frac{x-x_1}{x_2-x_1} = \frac{y-y_1}{y_2-y_1} \cdot \frac{x-0}{l-0} = \frac{M-0}{-M_B-0}$$

$$M = \frac{-M_B \cdot x}{l}$$

Superponiendo:

$$M_{AA1} = 3 \cdot x - 1,03 \cdot x = -1,97 \cdot x \rightarrow \text{En } x = 3 \quad M = +5,91 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{A1B} = -2x^2 + 15 \cdot x - 18 - 1,03 \cdot x = -2 \cdot x^2 + 13,97 \cdot x - 18$$

Puntos de corte (o puntos de momento nulo):

$$-2 \cdot x^2 + 13,97 \cdot x - 18 = 0$$

$$+2 \cdot x^2 - 13,97 \cdot x + 18 = 0$$

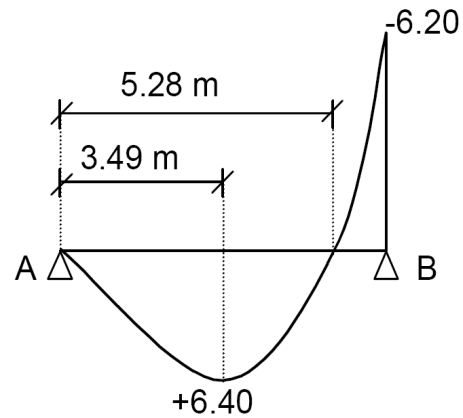
$$x = \begin{cases} 1,70 \text{ m} \rightarrow \notin A_1B \\ 5,28 \text{ m} \rightarrow \text{Punto de corte con el eje } x \end{cases}$$

Máximos y mínimos:

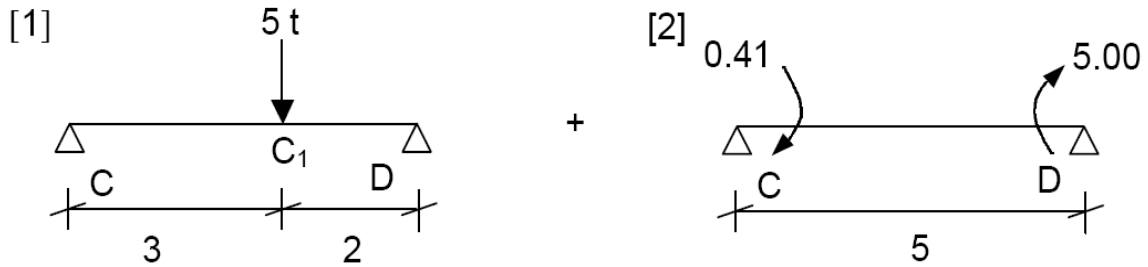
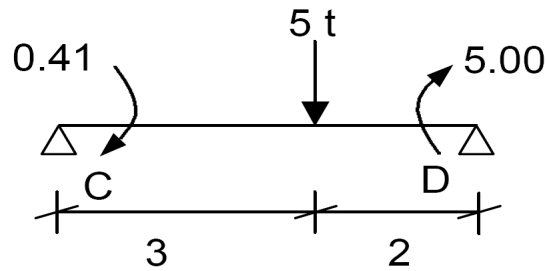
$$-4 \cdot x + 13,97 = 0 \rightarrow 0,49 \text{ m}$$

$$-4 < 0 \text{ (máximo)}$$

$$M_{x=3,49} = -2 \cdot (3,49)^2 + 13,97 \cdot 3,49 - 18 = 6,40 \text{ t}\cdot\text{m}$$



Tramo CD



$$[1] \quad M_{CC1} = \frac{P \cdot b}{l} \cdot x = \frac{5 \cdot 2}{5} = 2 \cdot x$$

$$M_{C1D} = \frac{P \cdot a}{l} \cdot (l - x) = \frac{5 \cdot 2}{5} \cdot (5 - x) = 15 - 3 \cdot x$$

$$[2] \quad M_{CD} = \frac{M_a}{l} \cdot (l - x) - \frac{M_b}{l} \cdot x = - \frac{0,41}{5} \cdot (5 - x) - \frac{5,00}{5} \cdot x$$

$$M_{CD} = 0,41 - 0,08 \cdot x - 1,00 \cdot x = 0,41 - 1,08 \cdot x$$

Superponiendo:

$$M_{CC1} = 2 \cdot x + 0,41 - 1,08 \cdot x = 0,92 \cdot x + 0,41$$

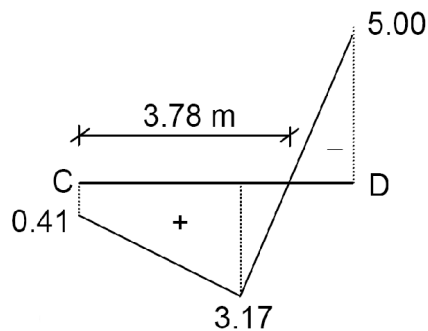
$$M_C = 0,41$$

$$M_{C1} = 0,92 \cdot 3 + 0,41 = +3,17 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{CC1} = 0,41 - 1,08 \cdot x + 15 - 3 \cdot x = 15,41 - 4,08 \cdot x$$

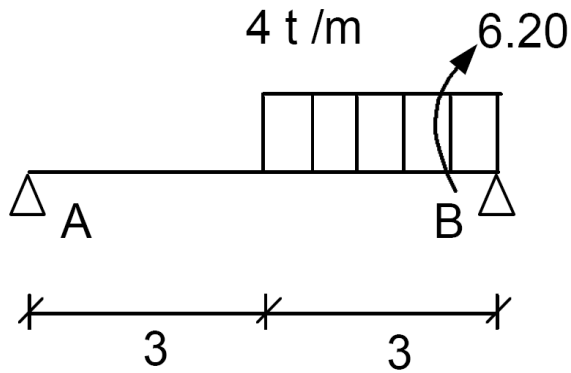
$$\text{En } x = 3 \quad M_{C1} = +3,17 \text{ t}\cdot\text{m} \quad \text{En } x = 5 \quad M_D = -4,99 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$15,41 - 4,08 \cdot x = 0 \rightarrow x = 3,78 \text{ m}$$



5º. Reacciones y esfuerzo cortante.

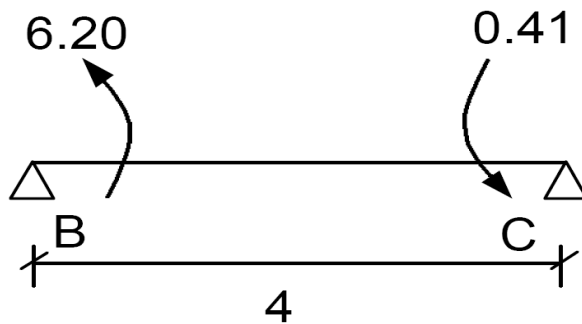
Tramo AB



$$\begin{aligned}\Sigma M_A &= 0 \\ R_B \cdot 6 - 6,20 - 4 \cdot 3 \cdot 4,5 &= 0 \\ R_B &= 10,03 \text{ t}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Sigma M_B &= 0 \\ R_A \cdot 6 + 6,20 - 4 \cdot 3 \cdot 1,5 &= 0 \\ R_A &= 1,97 \text{ t}\end{aligned}$$

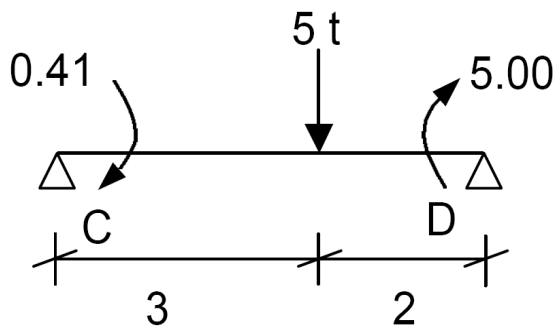
Tramo BC



$$\begin{aligned}\Sigma M_B &= 0 \\ R_C \cdot 4 + 6,20 + 0,41 &= 0 \\ R_C &= -1,65 \text{ t}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Sigma M_C &= 0 \\ R_B \cdot 4 - 6,20 - 0,41 &= 0 \\ R_B &= +1,65 \text{ t}\end{aligned}$$

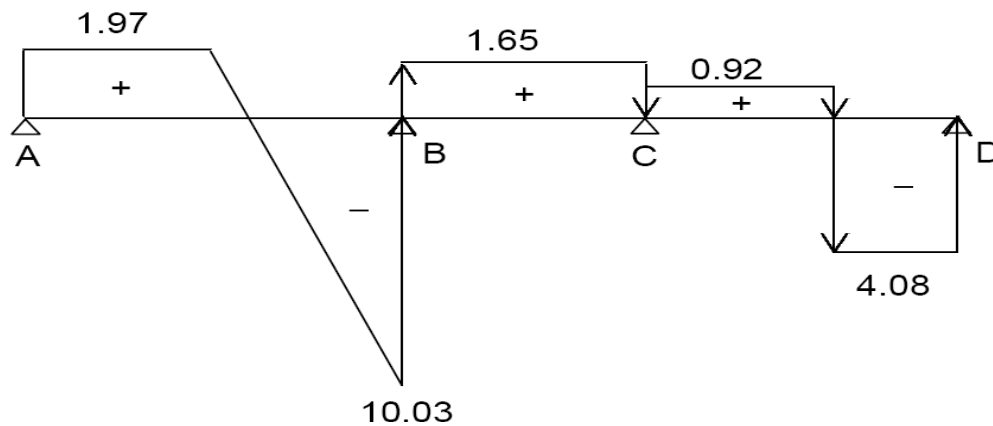
Tramo CD



$$\begin{aligned}\Sigma M_C &= 0 \\ R_D \cdot 5 - 5,00 - 0,41 - 5,3 &= 0 \\ R_D &= 4,08 \text{ t}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Sigma M_D &= 0 \\ R_C \cdot 5 + 5,00 - 0,41 - 5,2 &= 0 \\ R_C &= 0,92 \text{ t}\end{aligned}$$

Diagrama de Esfuerzos cortantes



Podemos afirmar que los diagramas obtenidos por ambos métodos coinciden a la perfección.

Sevilla, 15 de septiembre de 2.008

El Ingeniero Técnico Industrial

Fdo. D. Diego Díaz Jorge

Cold. 0000