



ESCUELA UNIVERSITARIA DE INGENIERÍA TÉCNICA
INDUSTRIAL DE BILBAO



GRADO EN INGENIERÍA MECÁNICA

TRABAJO FIN DE GRADO

2015 / 2016

*PROYECTO PARA LA CONSTRUCCIÓN DE UN NUEVO ALMACÉN EN EL
POLÍGONO ZUBIETA AMOREBIETA*

DOCUMENTO 3: CÁLCULOS

DATOS DE LA ALUMNA O DEL ALUMNO

NOMBRE: JESUS
APELLIDOS: RUIZ RUIZ
DNI: 45661998-Y

FDO.:

FECHA: 14/04/2016

DATOS DEL DIRECTOR O DE LA DIRECTORA

NOMBRE: IGNACIO
APELLIDOS: MARCOS RODRÍGUEZ
DEPARTAMENTO: INGENIERÍA MECÁNICA

FDO.:

FECHA: 14/04/2016

ÍNDICE:

3.1. DATOS DE PARTIDA	1
3.1.1. SOLICITACIONES DE LA ESTRUCTURA	2
3.2. ELECCIÓN DEL CERRAMIENTO.....	8
3.2.1. CERRAMIENTO EN CUBIERTA	8
3.2.1.A. Acciones sobre el cerramiento	8
3.2.1.B. Combinación y mayoración de acciones.....	16
3.2.1.C. Comprobación del cerramiento	18
3.2.1. CERRAMIENTO EN FACHADA	20
3.2.2.A. Acciones sobre el cerramiento	20
3.2.2.B. Combinación y mayoración de acciones.....	26
3.2.1.C. Comprobación del cerramiento	26
3.3. CÁLCULO DE LAS CORREAS.....	28
3.3.1. CORREAS DE CUBIERTA	28
3.3.1.A. Acciones sobre la correa.....	28
3.3.1.B. Combinación y mayoración de acciones.....	36
3.3.1.C. Comprobación de las correas	38
3.3.2. CORREAS DE FACHADA	42
3.3.2.A. Acciones sobre la correa.....	43

3.3.2.B. Combinación y mayoración de acciones.....	49
3.3.2.C. Comprobación de las correas	50
3.4. CÁLCULO DE LA VIGA CARRIL.....	53
3.4.1. DATOS INICIALES.....	53
3.4.1.A. Clasificación del puente grúa.....	55
3.4.2. SOLICITACIONES DE LA VIGA CARRIL	59
3.4.2.A. Fuerzas generadas por el puente grúa.....	59
3.4.2.B. Elección del rail de rodadura.....	67
3.4.2.C. Elección de la viga carril.....	68
3.4.3. COMBINACIÓN Y MAYORACIÓN DE ACCIONES	70
3.4.4. COMPROBACIÓN DE LA VIGA CARRIL	71
3.4.4.A. Comprobación a resistencia	71
3.4.4.B. Comprobación a deformada	72
3.5. CÁLCULO DE LA MÉNSULA.....	73
3.5.1. DATOS INICIALES.....	73
3.5.2. SOLICITACIONES SOBRE LA MÉNSULA	75
3.5.3. COMPROBACIÓN DE LA MÉNSULA.....	76
3.5.3.A. Comprobación a resistencia	76
3.5.3.B. Comprobación a cortante	77
3.5.3.C. Comprobación de las soldaduras.....	78

3.6. CÁLCULO DE LA ESCALERA.....	82
3.6.1. DESCRIPCIÓN DE LA ESCALERA	82
3.6.2. CÁLCULO DE LAS VIGAS.....	84
3.6.3. CÁLCULO DE LOS PILARES.....	93
3.6.4. REACCIONES	101
3.7. CÁLCULO DE LA ENTREPLANTA.....	103
3.7.1. DATOS INICIALES.....	103
3.7.1.A. Calculo de la placa alveolar	103
3.7.1.B. Combinación y mayoración de acciones.....	104
3.7.1.C. Comprobación del panel alveolar.....	105
3.7.2. CÁLCULO DE LAS VIGAS DE ENTREPLANTA.....	106
3.7.2.A. Hipótesis de carga	106
3.7.2.B. Combinación y mayoración de acciones.....	107
3.7.2.C. Comprobación de las vigas	108
3.7.2.D. Comprobación a deformada.....	109
3.7.3. CÁLCULO DE LOS PILARES DE ENTREPLANTA	110
3.7.3.A. Acciones sobre el pilar	110
3.7.3.B. Combinación y mayoración de acciones.....	111
3.7.3.C. Comprobación de los pilares.....	112

3.8. CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA METÁLICA.....117

3.8.1. DATOS INICIALES..... 117

3.8.2. CALCULO DE LOS PÓRTICOS 118

3.8.2.A. Pórticos Hastiales 119

3.8.2.B. Pórticos Intermedios 126

3.8.2.C. Desglose de comprobaciones efectuadas 131

3.8.3. CALCULO DE LAS VIGAS RIOSTRAS..... 155

3.8.4. CALCULO DE LOS TIRANTES..... 159

3.8.4.A. Pórtico de frenado 160

3.8.4.B. Viga a contraviento..... 162

3.8.4.C. Entramado lateral de la viga a contraviento..... 167

3.9. CÁLCULO DE LAS UNIONES173

3.9.1. UNIONES EN CORREAS 173

3.9.1.A. Unión correa-correa..... 173

3.9.1.B. Unión correa-pórtico..... 174

3.9.2. UNIÓN VIGA-VIGA..... 174

3.9.3. UNIÓN VIGA-PILAR..... 182

3.9.3.A. Unión viga IPE 400 con pilar HEB 260 182

3.9.3.B. Unión viga IPE 330 con pilar HEB 260 192

3.9.3.C. Unión viga IPE 330 con pilar HEB 160 199

3.9.4. UNIONES PORTICOS HASTIALES	202
3.9.4.A. Unión viga-viga.....	202
3.9.4.B. Unión viga-pilar	210
3.9.5. UNIÓN DE LOS TIRANTES	217
3.10. CÁLCULO DE LAS PLACAS DE ANCLAJE.....	219
3.11. CÁLCULO DE LA CIMENTACIÓN	234
3.12. SOLERA.....	261
3.13. RED DE SANEAMIENTO.....	262

3.1. DATOS DE PARTIDA.

Los datos de los que se parten son los siguientes:

- Ubicación: Polígono industrial “Zubieta”, Amorebieta-Zornotza.
- Dimensiones: Largo: 80 m.
Luz: 20 m.
Alto: 10 m.
- Altura de pilares: 8.2 m.
- Separación entre pórticos: 5 m.
- Inclinación de la cubierta: 15% (8,5 °) aprox.

A continuación, la Figura 1 muestra las dimensiones de un pórtico de la nave:

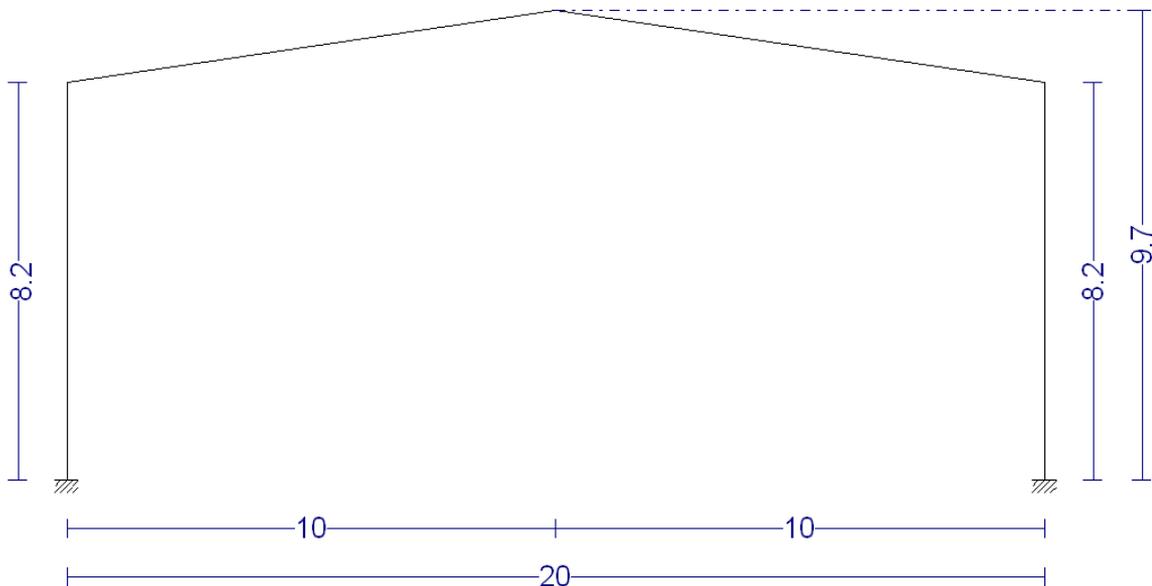


Figura 1

3.1.1. SOLICITACIONES EN LA ESTRUCTURA.

Este apartado hace referencia a los tipos de acciones a los que va a estar sometida la estructura a lo largo del proyecto. Se indican la naturaleza y su consideración según el C.T.E. en su apartado “Acciones en la edificación (SE-AE)”:

- Pesos propios: Son los debidos a todos los elementos que conforman la estructura.
- Sobrecarga de uso: Es la debida al uso que se le da a la estructura en cada caso. Según la Tabla 3.1 del citado CTE:

Tabla 3.1. Valores característicos de las sobrecargas de uso

Categoría de uso		Subcategorías de uso		Carga uniforme [kN/m ²]	Carga concentrada [kN]
A	Zonas residenciales	A1	Viviendas y zonas de habitaciones en, hospitales y hoteles	2	2
		A2	Trasteros	3	2
B	Zonas administrativas			2	2
C	Zonas de acceso al público (con la excepción de las superficies pertenecientes a las categorías A, B, y D)	C1	Zonas con mesas y sillas	3	4
		C2	Zonas con asientos fijos	4	4
		C3	Zonas sin obstáculos que impidan el libre movimiento de las personas como vestíbulos de edificios públicos, administrativos, hoteles; salas de exposición en museos; etc.	5	4
		C4	Zonas destinadas a gimnasio u actividades físicas	5	7
		C5	Zonas de aglomeración (salas de conciertos, estadios, etc)	5	4
D	Zonas comerciales	D1	Locales comerciales	5	4
		D2	Supermercados, hipermercados o grandes superficies	5	7
E	Zonas de tráfico y de aparcamiento para vehículos ligeros (peso total < 30 kN)			2	20 ⁽¹⁾
F	Cubiertas transitables accesibles sólo privadamente ⁽²⁾			1	2
G	Cubiertas accesibles únicamente para conservación ⁽³⁾	G1 ⁽⁷⁾	Cubiertas con inclinación inferior a 20°	1 ⁽⁴⁾⁽⁶⁾	2
			Cubiertas ligeras sobre correas (sin forjado) ⁽⁵⁾	0,4 ⁽⁴⁾	1
		G2	Cubiertas con inclinación superior a 40°	0	2

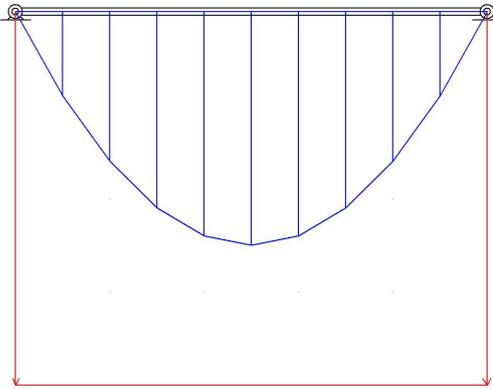
Figura 2

En el presente proyecto los usos considerados son:

- Categoría G1: Cubiertas accesibles únicamente para conservación. Cubiertas con inclinación inferior a 20° . Aplicable a toda la cubierta. Basta con garantizar en todo punto una sobrecarga puntual de $P_s = 1 \text{ kN}$ o una distribuida de $q_s = 0,4 \text{ kN/m}^2$.

Comprobamos en el caso de nuestra nave industrial cual de las dos hipótesis es más desfavorable:

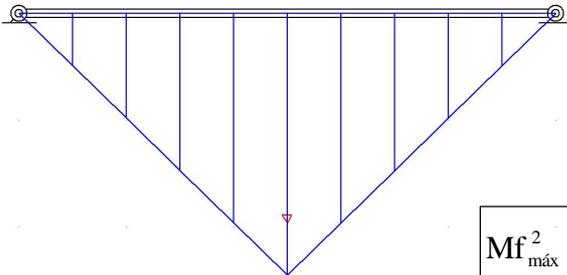
- Carga distribuida: $q_1 = 0,4 \text{ kN/m}^2$



$$q_1 = 0,4 \cdot 1,44 \cdot \cos 8,5^\circ = 0,57 \text{ kN/m}$$

$$Mf_{\text{máx}}^1 = \frac{1}{8} \cdot q_u \cdot l^2 = \frac{1}{8} \cdot 0,57 \cdot 5^2 = 1,78 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- Carga puntual: $q_2 = 1 \cdot \cos 8,5^\circ = 0,99 \text{ kN}$



$$Mf_{\text{máx}}^2 = \frac{1}{4} \cdot q_2 \cdot l = \frac{1}{4} \cdot 0,99 \cdot 5 = 1,24 \text{ kN} \cdot \text{m} = 126,40 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Es decir: $Mf_{\text{máx}}^1 > Mf_{\text{máx}}^2$

Es más desfavorable la carga la carga distribuida de $0,4 \text{ kN/ m}^2$ que la carga concentrada de 1 kN , y por lo tanto para sucesivos cálculos utilizaremos la carga distribuida.

- Categoría B: Zonas administrativas. Aplicable a la entreplanta destinada a oficinas. $q_s = 2 \text{ kN/m}^2$
- Carga de nieve: Se determina en función de la altura y la inclinación de la cubierta según la ecuación: $q_n = \mu \cdot S_k$; siendo: μ : coeficiente de forma.
 S_k : carga de nieve en terreno horizontal.

Para el presente proyecto:

- $\mu=1$, para cubiertas sin impedimento al deslizamiento de la nieve y con inclinación menor de 30° . (Apartado 3.5.3 del documento SE-AE).
- $S_k= 0,383 \text{ kN/m}^2$, tomando como referencia Amorebieta (Zona 1) con 83 m aprox., e interpolando los valores de la tabla E.2, de DB. SE-AE. (**Figura 3**).



Tabla E.2 Sobrecarga de nieve en un terreno horizontal (kN/m²)

Altitud (m)	Zona de clima invernal, (según figura E.2)						
	1	2	3	4	5	6	7
0	0,3	0,4	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
200	0,5	0,5	0,2	0,2	0,3	0,2	0,2
400	0,6	0,6	0,2	0,3	0,4	0,2	0,2
500	0,7	0,7	0,3	0,4	0,4	0,3	0,2
600	0,9	0,9	0,3	0,5	0,5	0,4	0,2
700	1,0	1,0	0,4	0,6	0,6	0,5	0,2
800	1,2	1,1	0,5	0,8	0,7	0,7	0,2
900	1,4	1,3	0,6	1,0	0,8	0,9	0,2
1.000	1,7	1,5	0,7	1,2	0,9	1,2	0,2
1.200	2,3	2,0	1,1	1,9	1,3	2,0	0,2
1.400	3,2	2,6	1,7	3,0	1,8	3,3	0,2

Figura 3

Luego, para todo el proyecto la carga de nieve será: $q_n = 0,383 \text{ kN/m}^2$. Esta carga se considera en proyección horizontal.

- Carga de viento: Generalmente basta considerar la acción del viento en dos direcciones ortogonales y en ambos sentidos en cada dirección. (Figura 4). Se determina según la ecuación: $q_e = q_b \cdot C_e \cdot C_p$;

Siendo: q_b : presión dinámica (según Anejo D. Apdo.: D.1)

C_e : coeficiente de exposición (según Tabla 3.3)

C_p : coeficiente de presión (Anejo D. Apdo.: D.3)

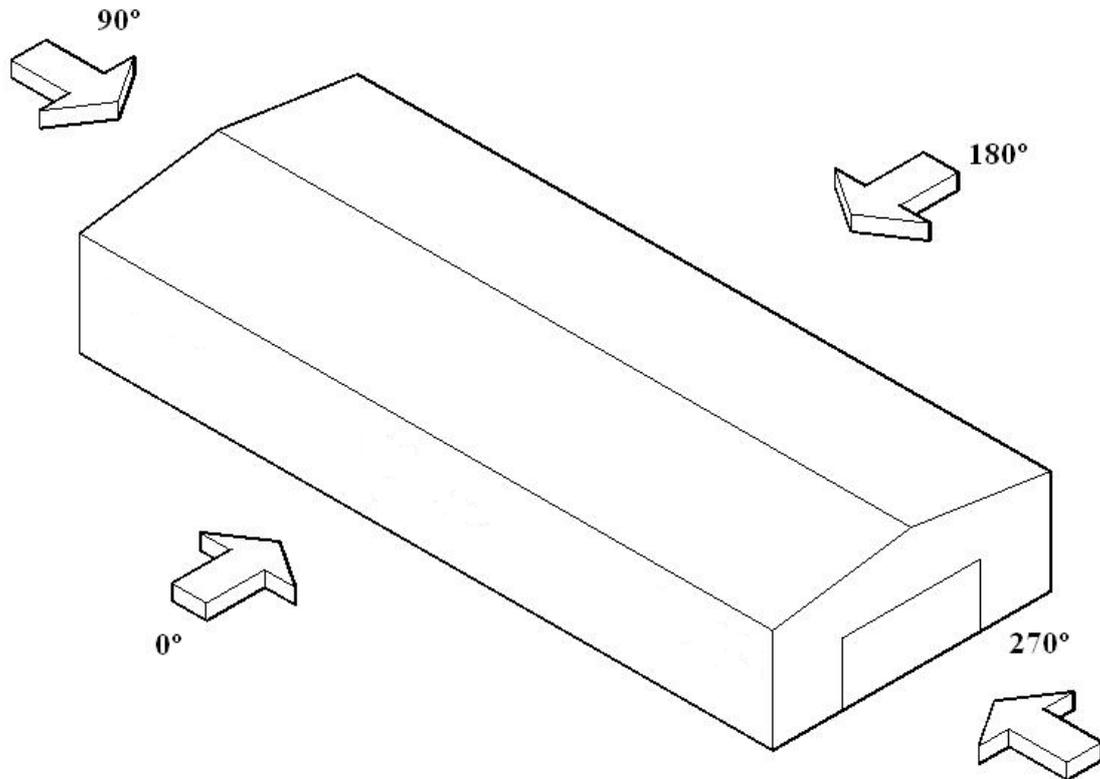


Figura 4

Para el caso del presente proyecto:

- $q_b = 0,52 \text{ kN/m}^2$. Correspondiente a la “Zona C” según DB.SE-AE (Anejo D) (velocidad básica del viento: 29 m/s).
- $C_e = 1,77$. Grado de aspereza IV (nave ubicada en un polígono industrial), para una altura de 10 m.
- C_p = variará según la forma de la sección efectiva en función de la dirección del viento, obviamente también será distinto en cubierta y en fachada.

- Acciones térmicas: Según DB.SE-AE (Apartado 3.4), pueden no considerarse acciones térmicas cuando se dispongan juntas de dilatación de forma que no existan elementos continuos de más de 40 m. de longitud.

En el caso del presente proyecto, la nave mide 80 m. de longitud, luego se dispondrá de una **junta de dilatación** en mitad de la nave a 40 m. Con esto quedan solucionadas las acciones térmicas existentes.

- Acciones sísmicas: Según el CTE no es necesario considerar estas acciones en construcciones de moderada importancia.

3.2. ELECCIÓN DEL CERRAMIENTO.

Para el cerramiento se ha elegido como material panel sándwich, tanto para la cubierta como para las fachadas laterales y frontales. El modelo requerido será distinto en cada caso, se va a analizar cada caso por separado.

3.2.1. CERRAMIENTO EN CUBIERTA.

La cubierta de la nave es a dos aguas. La luz es de 20 m. y la altura desde el alero hasta la cumbre es de 1,5 m. lo que da una inclinación de $8,5^\circ$, o lo que es lo mismo, una pendiente del 15%.

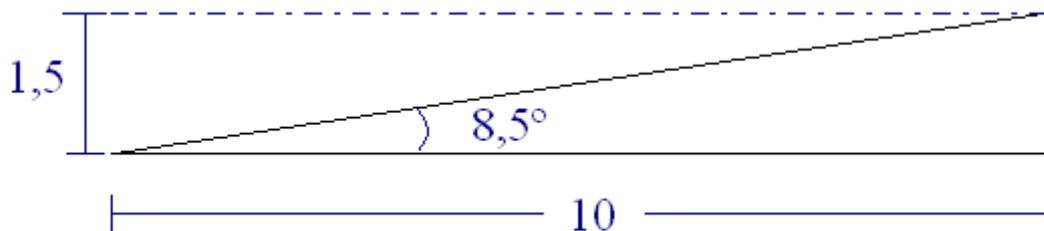


Figura 5

La longitud a cubrir será: $10/\cos 8,5^\circ = 10,11$ m. en cada faldón.

Para la cubierta se elige el modelo **PANEL SÁNDWICH de ARVAL Gama ONDATHERM 900 C** de 60 mm de espesor y resistente al fuego, cuyas características están representadas en la ficha técnica que se muestra en la **Figura 9**.

3.2.1.A. Acciones sobre el cerramiento.

En primer lugar hay que conocer a que solicitaciones va a estar sometida la cubierta, para ello planteamos las distintas hipótesis de carga. (Según DB. SE-AE):

- Pesos propios (C.P.): el del panel, incluidos tapajuntas y elementos de unión:
 $P_{p.p.} = 12,2 \text{ Kg/m}^2 = 0,12 \text{ kN/m}^2$

- Sobrecarga de uso (S.U.): $q_s=0,4 \text{ kN/m}^2$
- Carga de nieve (S.N.): $q_n= 0,383 \text{ kN/m}^2$
- Carga de viento: $q_e= q_b \cdot C_e \cdot C_p$; en donde: $q_b= 0,52 \text{ kN/m}^2$
 $C_e= 1,77$
 $C_p=$ Se analiza a continuación para cada caso.

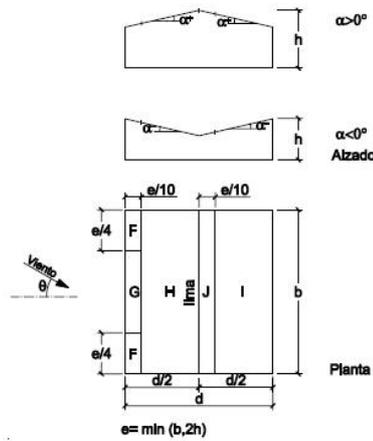
Para todos los casos: la pendiente es de $\alpha=8,5^\circ$; la superficie efectiva es $A>10 \text{ m}^2$ y $h=10$ m. Las dimensiones “b”, “d” y, “e” variarán según el caso, luego se toma C_p :

1. Hipótesis a 0° (SV1)

Donde: $b= 80 \text{ m.}$
 $d= 20 \text{ m.}$
 $e= \min. (80,20) =20 \text{ m}$

Tabla D.6 Cubiertas a dos aguas

a) Dirección del viento $-45^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$



Pendiente de la cubierta α	A (m ²)	Zona (según figura)				
		F	G	H	I	J
-45°	≥ 10	-0,6	-0,6	-0,8	-0,7	-1
	≤ 1	-0,6	-0,6	-0,8	-0,7	-1,5
-30°	≥ 10	-1,1	-0,8	-0,8	-0,6	-0,8
	≤ 1	-2	-1,5	-0,8	-0,6	-1,4
-15°	≥ 10	-2,5	-1,3	-0,9	-0,5	-0,7
	≤ 1	-2,8	-2	-1,2	-0,5	-1,2
-5°	≥ 10	-2,3	-1,2	-0,8	0,2	0,2
	≤ 1	-2,5	-2	-1,2	0,2	0,2
5°	≥ 10	-1,7	-1,2	-0,6	-0,6	0,2
	≤ 1	+0,0	+0,0	+0,0	-0,6	-0,6
15°	≥ 10	-0,9	-0,8	-0,3	-0,4	-1
	≤ 1	0,2	0,2	0,2	+0,0	+0,0
30°	≥ 10	-0,5	-0,5	-0,2	-0,4	-0,5
	≤ 1	0,7	0,7	0,4	0	0
45°	≥ 10	-0,0	-0,0	-0,0	-0,2	-0,3
	≤ 1	0,7	0,7	0,6	+0,0	+0,0
60°	≥ 10	0,7	0,7	0,7	-0,2	-0,3
	≤ 1	0,7	0,7	0,7	-0,2	-0,3
75°	≥ 10	0,8	0,8	0,8	-0,2	-0,3
	≤ 1	0,8	0,8	0,8	-0,2	-0,3
Pendiente de la	A (m ²)	Zona (según figura)				

Figura 6

Se remite a la tabla D.6 del D.B. SE-AE (**Figura 6**). En esta hipótesis van a aparecer esfuerzos de succión (negativos) y de presión (positivos). Interpolando para nuestra inclinación de 8,5° obtenemos los siguientes valores:

	F	G	H	I	J
8,5°	-1,42	-1,06	-0,495	-0,53	-0,22
	0,07	0,07	0,07	-0,39	-0,39

Con estos datos se observa que los valores más desfavorables son:

➤ $C_p = -1,42$ (succión).

➤ $C_p = 0,07$ (presión).

Quedando la hipótesis SV1: $q_{e1} = 0,52 \cdot 1,77 \cdot 1,42 = \mathbf{1,307 \text{ kN/m}^2}$ (succión).

$$q_{e1} = 0,52 \cdot 1,77 \cdot 0,07 = \mathbf{0,0645 \text{ kN/m}^2}$$
 (presión).

2. Hipótesis a 180° (SV2)

Se trata del caso simétrico al anterior, pero esta vez soplando el viento desde la derecha. Los valores más desfavorables de C_p serán los mismos que el caso SV1 y, por lo tanto, las cargas de viento también serán las mismas. Luego, numéricamente, se puede afirmar que **SV2 = SV1**.

3. Hipótesis a 90° (SV3)

En este caso el viento sopla longitudinalmente a la nave y la tabla a utilizar es distinta, también serán distintas las dimensiones “b” y “d”.

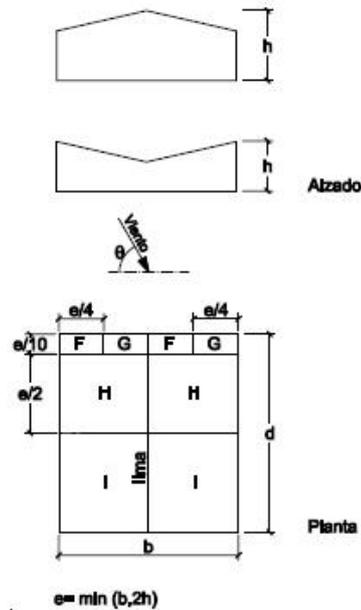
En esta hipótesis van a aparecer esfuerzos de succión (negativos) pero no de presión (positivos).

Donde: $b = 20 \text{ m}$.

$$d = 80 \text{ m}$$

$$e = \min. (20, 20) = 20 \text{ m}$$

b) Dirección del viento $45^\circ \leq \theta \leq 135^\circ$



Pendiente de la cubierta α	A (m ²)	Zona (según figura), $-45^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$			
		F	G	H	I
-45°	≥ 10	-1,4	-1,2	-1,0	-0,9
	≤ 1	-2,0	-2,0	-1,3	-1,2
-30°	≥ 10	-1,5	-1,2	-1,0	-0,9
	≤ 1	-2,1	-2,0	-1,3	-1,2
-15°	≥ 10	-1,9	-1,2	-0,8	-0,8
	≤ 1	-2,5	-2,0	-1,2	-1,2
-5°	≥ 10	-1,8	-1,2	-0,7	-0,6
	≤ 1	-2,5	-2,0	-1,2	-1,2
5°	≥ 10	-1,6	-1,3	-0,7	-0,6
	≤ 1	-2,2	-2,0	-1,2	-0,6
15°	≥ 10	-1,3	-1,3	-0,6	-0,5
	≤ 1	-2,0	-2,0	-1,2	-0,5
30°	≥ 10	-1,1	-1,4	-0,8	-0,5
	≤ 1	-1,5	-2,0	-1,2	-0,5
45°	≥ 10	-1,1	-1,4	-0,9	-0,5
	≤ 1	-1,5	-2,0	-1,2	-0,5
60°	≥ 10	-1,1	-1,2	-0,8	-0,5
	≤ 1	-1,5	-2,0	-1,0	-0,5
75°	≥ 10	-1,1	-1,2	-0,8	-0,5
	≤ 1	-1,5	-2,0	-1,0	-0,5

Figura 7

Al igual que antes interpolamos los valores:

8,5°	F	G	H	I
------	---	---	---	---

	-1,495	-1,30	-0,665	-0,565
--	--------	-------	--------	--------

Los valores más desfavorables en dichas zonas son:

- $C_{p, F} = -1,495$ (succión).
- $C_{p, G} = -1,30$ (succión).
- $C_{p, H} = -0,665$ (succión).

El caso más desfavorable de los citados es el que corresponde a los esfuerzos de la zona F, quedando la hipótesis SV3:

$$q_{ee3} = 0,52 \cdot 1,77 \cdot 1,495 = \mathbf{1,376 \text{ kN/m}^2}$$
 (succión).

Para realizar el cálculo del valor “ q_e ”, se tiene que tener en cuenta el valor del factor de presión interior “ c_{pi} ”, ya que esta carga que aparece multiplica positiva o negativamente dependiendo del lado en el que el viento actúe.

En este caso concretamente, el viento genera una succión en el interior de la nave ya que está actuando por el lado que existe un cerramiento completo. Debido a ello, el factor de presión interior quedara multiplicando con signo negativo en la ecuación.

Además, dicha ecuación debe ser multiplicada por el factor -0,5 (es el que da el valor negativo a la ecuación) ya que el área de huecos en zonas de succión respecto al área total de huecos del edificio es 1.

Así pues, obtendremos el valor de “ q_{ei} ” que restara al resultado de la ecuación con la que se obtiene el valor de la carga de viento exterior “ q_e ”. En la tabla 3.6 del apartado 3.3.5 del CTE-SE-AE viene explicado gráficamente lo comentado en líneas anteriores.

Tabla 3.6 Coeficientes de presión interior

Esbeltez en el plano paralelo al viento	Área de huecos en zonas de succión respecto al área total de huecos del edificio											
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1	
≤1	0,7	0,7	0,6	0,4	0,3	0,1	0,0	-0,1	-0,3	-0,4	-0,5	
≥4	0,5	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1	0,0	-0,1	-0,2	-0,3	-0,3	

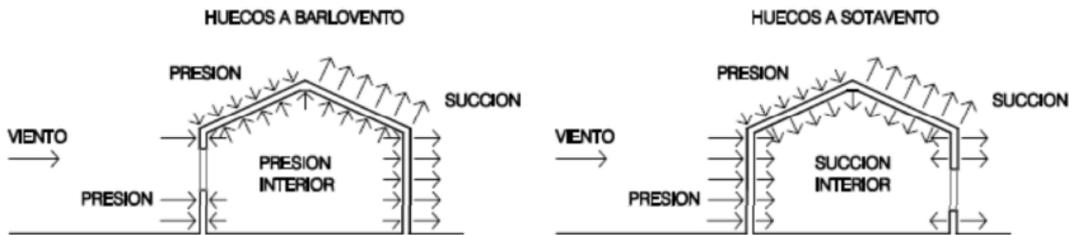


Fig. 3.1 Presiones ejercidas por el viento en una construcción diáfana

El coeficiente de presión interior “cei” se obtiene de la aplicación de las siguientes fórmulas que aparecen en el apartado D.2 “Coeficiente de exposición”. Aplicando las fórmulas:

$$C_e = F \cdot (F + 7k) \text{ y } F = k \ln(\text{máx}(z, Z) / L)$$

Siendo k,L,Z los parámetros característicos de cada tipo de entorno, según la tabla D.2. En este caso el valor de “Z” se corresponde con el valor de la altura “media” de la nave.

$$q_{ei} = q_b \cdot C_{ei} \cdot C_{pi} = 0,52 \cdot 1,78 \cdot -0,5 = -0,4626 \text{ kN/m}^2$$

Este es el valor que se debe sumar al valor “qe” obtenido anteriormente:

ZONA	q_{ee}	q_{ei}	$q_e = q_{ee} + q_{ei}$
F	-1,376	0,4626	-0,9134 kN/m^2
G	-1,2	0,4626	-0,7374 kN/m^2
H	-0,612	0,4626	-0,15 kN/m^2

4. Hipótesis a 270° (SV4)

Se trata del caso simétrico al anterior, pero esta vez soplando el viento desde el frontal de la nave. Los valores más desfavorables de C_p , serán los mismos que el caso SV3 y, por lo tanto, las cargas de viento también serán las mismas. Luego, numéricamente, se puede afirmar que **SV4 = SV3**.

Pero en este caso, y debido a que el viento actúa en la zona “abierta” de la nave, el valor del “ q_{ei} ” (valor de la carga interior generada en la nave) será positivo ya que el factor “ c_{pi} ” (coeficiente de presión interior), esta vez quedara positivo. La explicación a ello, es que siguiendo la tabla 3.6 (presentada paginas atrás), el valor del área de huecos en zona de succión respecto al área total de huecos del edificio, es “0” en esa zona, por tanto se debe coger el valor de 0,7 establecido por la tabla.

Por tanto al multiplicar la ecuación quedara en valor positivo de presión como se muestra a continuación:

$$q_{ei} = q_b \cdot C_{ei} \cdot C_{pi} = 0,52 \cdot 1,78 \cdot 0,7 = 0,648 \text{ kN/m}^2$$

ZONA	q_{ee}	q_{ei}	$q_e = q_{ee} - q_{ei}$
F	-1,376	0,648	-2,024 kN/m^2
G	-1,2	0,648	-1,848 kN/m^2
H	-0,612	0,648	-1,26 kN/m^2

Se trata ahora de escoger la sollicitación de viento más desfavorable de las 4. El valor más desfavorable en todas las combinaciones, será el valor de la combinación SV4 a succión y el valor de la combinación SV1 a presión:

$$q_{e1} = 0,0645 \text{ kN/m}^2 \text{ (presión), (SV1).}$$

$$q_{e4} = 2,024 \text{ kN/m}^2 \text{ (succión), (SV4).}$$

3.2.1.B. Combinación y mayoración de acciones.

Para los coeficientes de combinación y mayoración se tendrá en cuenta lo indicado en el D.B. SE, según las tablas 4.1 y 4.2. (**Figura 8**).

Las solicitaciones CP, SU y SN al ser verticales han de ser trasladadas a los ejes del faldón (multiplicándose por “cos 8,5°”) y poder así combinarlas con la acción del viento, la cual se considera directamente actuando sobre dichos ejes. Así:

$$CP = 0,12 \text{ kN/m}^2 \cdot \cos 8,5^\circ = \mathbf{0,118 \text{ kN/m}^2}$$

$$SU = 0,4 \text{ kN/m}^2 \cdot \cos 8,5^\circ = \mathbf{0,3956 \text{ kN/m}^2}$$

$$SN = 0,383 \text{ kN/m}^2 \cdot \cos 8,5^\circ = \mathbf{0,3788 \text{ kN/m}^2}$$

Tabla 4.1 Coeficientes parciales de seguridad (γ) para las acciones

Tipo de verificación ⁽¹⁾	Tipo de acción	Situación persistente o transitoria	
		desfavorable	favorable
Resistencia	Permanente		
	Peso propio, peso del terreno	1,35	0,80
	Empuje del terreno	1,35	0,70
	Presión del agua	1,20	0,90
	Variable	1,50	0
Estabilidad		desestabilizadora	estabilizadora
	Permanente		
	Peso propio, peso del terreno	1,10	0,90
	Empuje del terreno	1,35	0,80
	Presión del agua	1,05	0,95
	Variable	1,50	0

⁽¹⁾ Los coeficientes correspondientes a la verificación de la resistencia del terreno se establecen en el DB-SE-C

Tabla 4.2 Coeficientes de simultaneidad (ψ)

	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Sobrecarga superficial de uso (Categorías según DB-SE-AE)			
• Zonas residenciales (Categoría A)	0,7	0,5	0,3
• Zonas administrativas (Categoría B)	0,7	0,5	0,3
• Zonas destinadas al público (Categoría C)	0,7	0,7	0,6
• Zonas comerciales (Categoría D)	0,7	0,7	0,6
• Zonas de tráfico y de aparcamiento de vehículos ligeros con un peso total inferior a 30 kN (Categoría E)	0,7	0,7	0,6
• Cubiertas transitables (Categoría F)		⁽¹⁾	
• Cubiertas accesibles únicamente para mantenimiento (Categoría G)	0	0	0
Nieve			
• para altitudes > 1000 m	0,7	0,5	0,2
• para altitudes ≤ 1000 m	0,5	0,2	0
Viento	0,6	0,5	0
Temperatura	0,6	0,5	0
Acciones variables del terreno	0,7	0,7	0,7

⁽¹⁾ En las cubiertas transitables, se adoptarán los valores correspondientes al uso desde el que se accede.

Figura 8

Se tienen las siguientes combinaciones:

$$1) 1,35 \text{ CP} = 0,1593 \text{ kN/m}^2$$

$$2) 1,35 \text{ CP} + 1,5 \text{ SU} = 0,7527 \text{ kN/m}^2$$

$$3) 1,35 \text{ CP} + 1,5 \text{ SN} = 1,321 \text{ kN/m}^2$$

$$4) 1,35 \text{ CP} + 1,5 \text{ SV1} = 0,25605 \text{ kN/m}^2$$

$$5) 0,8 \text{ CP} - 1,5 \text{ SV4} = 2,9416 \text{ kN/m}^2 \text{ (Succión)}$$

$$6) 1,35 \text{ CP} + 1,5 \text{ SN} + 1,5 \cdot 0,6 \text{ SV1} = 0,78555 \text{ kN/m}^2$$

$$7) 0,8 \text{ CP} + 0 \text{ SN} - 1,5 \cdot 0,6 \text{ SV3} = 1,7272 \text{ kN/m}^2 \text{ (Succión)}$$

$$8) 1,35 \text{ CP} + 1,5 \text{ SV1} + 1,5 \cdot 0,5 \text{ SN} = 0,54015 \text{ kN/m}^2$$

$$9) 0,8 \text{ CP} - 1,5 \text{ SV3} + 0 \cdot 0,5 \text{ SN} = \mathbf{2,9416 \text{ kN/m}^2 \text{ (Succión)}}$$

La combinación más desfavorable y, por tanto, la considerada en el cálculo para elegir el cerramiento es: $5) 0,8 \text{ CP} - 1,5 \text{ SV3} = \mathbf{2,9416 \text{ kN/m}^2 \text{ (Succión)}}$

3.2.1.C. Comprobación del cerramiento.

La tabla de características técnicas del modelo elegido se muestra a continuación en **la Figura 9**. En ella se indica la carga que soporta el panel en función de la luz entre apoyos.

La carga se da en kg/m^2 y la luz en m. En nuestro caso el panel se considera como continuo. El espesor elegido es **60 mm**, y la luz a tener en cuenta es la distancia entre correas que es de **1,44 m** en la cubierta.

El valor de la distancia entre correas se especifica en el apartado siguiente “3.3. Cálculo de las correas”.

El valor límite es **$2,9416 \text{ kN/m}^2$** ; según la tabla: **el panel elegido es válido**.

Se adopta, por tanto, el modelo **PANEL SÁNDWICH CUBIERTA RESISTENTE AL FUEGO GAMA ONDATHERM C de ARVAL de 60 mm** de espesor para cerramiento de la cubierta.

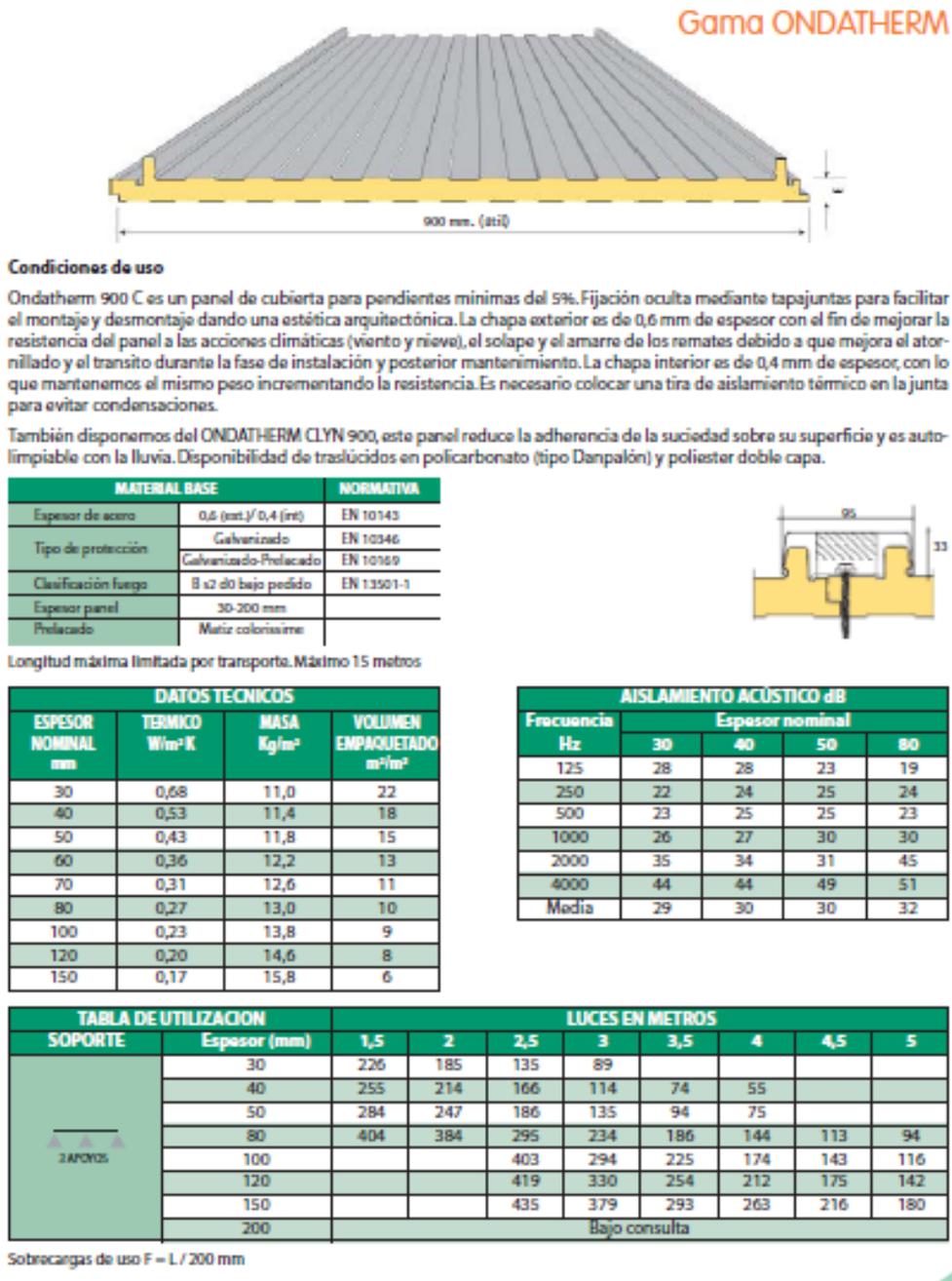


Figura 9

3.2.2. CERRAMIENTO EN FACHADA.

La fachada de la nave tiene una altura de 8,2 m y una longitud de 80 m en los laterales, mientras que en los pórticos hastiales hay que cubrir hasta cumbrera, a 10 m y la luz son 20 m.

Para la fachada se elige el modelo **PANEL SÁNDWICH FACHADA RESISTENTE AL FUEGO GAMA ONDATHERM F de ARVAL de 60 mm** de espesor, cuyas características están representadas en la ficha técnica que se muestra en la **Figura 11**.

3.2.2.A. Acciones sobre el cerramiento.

En primer lugar hay que conocer a que solicitaciones va a estar sometida la fachada, para ello planteamos las distintas hipótesis de carga. (Según DB. SE-AE):

- Pesos propios (C.P.): el del panel, incluidos elementos de unión: $P_{p.p.} = 0,12 \text{ kN/m}^2$.
- Sobrecarga de uso (S.U.): No es aplicable, se trata de una pared vertical.
- Carga de nieve (S.N.): No es aplicable, se trata de una pared vertical.
- Carga de viento: $q_e = q_b \cdot C_e \cdot C_p$; en donde: $q_b = 0,52 \text{ kg/m}^2$
 $C_e = 1,77$
 $C_p =$ Se analiza a continuación cada caso.

Para todos los casos: la superficie efectiva es $A > 10 \text{ m}^2$. $h = 10 \text{ m}$., las dimensiones “b”, “d” y, por tanto, “e” variarán según el caso. La esbeltez “h/d” también varía según el caso.

1. Hipótesis a 0° (SV1)

Se remite a la tabla D.3 del D.B. SE-AE (**Figura 10**). En esta hipótesis van a aparecer esfuerzos de succión (negativos) y de presión (positivos).

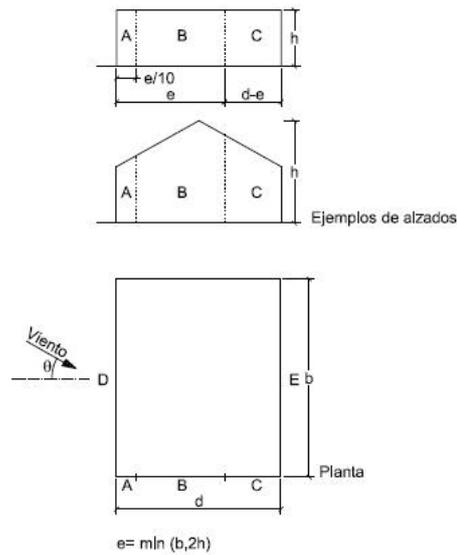
Donde: $b = 80$ m.

$d = 20$ m.

$$\frac{h}{d} = \frac{10}{20} = 0,5$$

Con estos datos se observa que los valores más desfavorables corresponden a la zona A (succión) y D (presión), ya que la zona C desaparece debido a que $d - e = 0$:

Tabla D.3 Paramentos verticales



A (m ²)	h/d	Zona (según figura), $-45^\circ < \theta < 45^\circ$				
		A	B	C	D	E
≥ 10	5	-1,2	-0,8	-0,5	0,8	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	$\leq 0,25$	"	"	"	0,7	-0,3
5	5	-1,3	-0,9	-0,5	0,9	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	$\leq 0,25$	"	"	"	0,8	-0,3
2	5	-1,3	-1,0	-0,5	0,9	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	$\leq 0,25$	"	"	"	0,7	-0,3
≤ 1	5	-1,4	-1,1	-0,5	1,0	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	$\leq 0,25$	"	"	"	"	-0,3

Figura 10

ZONA	A	B	C	D	E
------	---	---	---	---	---

CP(SV1)	-1,2	-0,8	-0,25	0,733	-0,4
---------	------	------	-------	-------	------

➤ $C_{p,A} = -1,2$ (succión).

➤ $C_{p,D} = 0,733$ (presión).

Quedando la hipótesis SV1: $q_{e1A} = 0,52 \cdot 1,77 \cdot 1,2 = \mathbf{1,105 \text{ kN/m}^2}$ (succión).

$q_{e1D} = 0,52 \cdot 1,77 \cdot 0,733 = \mathbf{0,675 \text{ kN/m}^2}$ (presión).

2. Hipótesis a 180° (SV2)

Se trata del caso simétrico al anterior, pero esta vez soplando el viento desde la derecha. Los valores más desfavorables de C_p serán los mismos que el caso SV1 y, por lo tanto, las cargas de viento también serán las mismas. Luego, numéricamente, se puede afirmar que **SV2 = SV1**.

3. Hipótesis a 90° (SV3)

En este caso el viento sopla longitudinalmente a la nave aunque la tabla a utilizar es la misma pero teniendo en cuenta que esta vez serán distintas las dimensiones “b” y “d”.

Donde: $b = 20 \text{ m}$.

$d = 80 \text{ m}$.

$$\frac{h}{d} = \frac{10}{80} = 0,125$$

En esta hipótesis van a aparecer esfuerzos de succión (negativos) y de presión (positivos). Nuevamente las zonas más desfavorables son la A y la D:

ZONA	A	B	C	D	E
CP(SV3)	-1,2	-0,8	-0,5	0,7	-0,4

➤ $C_{p,A} = -1,2$ (succión).

➤ $C_{p,D} = 0,7$ (presión).

Quedando la hipótesis SV3: $q_{ee3A} = 0,52 \cdot 1,77 \cdot 1,2 = \mathbf{1,105 \text{ kN/m}^2}$ (succión).

$$q_{ee3D} = 0,52 \cdot 1,77 \cdot 0,7 = \mathbf{0,645 \text{ kN/m}^2}$$
 (presión).

Para realizar el cálculo del valor “ q_e ”, se tiene que tener en cuenta el valor del factor de presión interior “ c_{pi} ”, ya que esta carga que aparece multiplica positiva o negativamente dependiendo del lado en el que el viento actúe.

En este caso concretamente, el viento genera una succión en el interior de la nave ya que está actuando por el lado que existe un cerramiento completo. Debido a ello, el factor de presión interior quedara multiplicando con signo negativo en la ecuación.

Además, dicha ecuación debe ser multiplicada por el factor -0,5 (es el que da el valor negativo a la ecuación) ya que el área de huecos en zonas de succión respecto al área total de huecos del edificio es 1.

Así pues, obtendremos el valor de “ q_{ei} ” que restara al resultado de la ecuación con la que se obtiene el valor de la carga de viento exterior “ q_e ”. En la tabla 3.6 del apartado 3.3.5 del CTE-SE-AE viene explicado gráficamente lo comentado en líneas anteriores.

Tabla 3.6 Coeficientes de presión interior

Esbeltez en el plano paralelo al viento	Área de huecos en zonas de succión respecto al área total de huecos del edificio											
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1	
≤1	0,7	0,7	0,6	0,4	0,3	0,1	0,0	-0,1	-0,3	-0,4	-0,5	
≥4	0,5	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1	0,0	-0,1	-0,2	-0,3	-0,3	

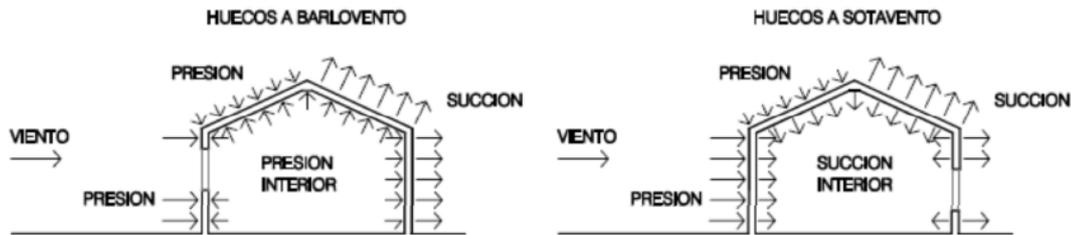


Fig. 3.1 Presiones ejercidas por el viento en una construcción diáfana

El coeficiente de presión interior “cei” se obtiene de la aplicación de las siguientes fórmulas que aparecen en el apartado D.2 “Coeficiente de exposición”. Aplicando las fórmulas:

$$C_e = F \cdot (F + 7k) \quad \text{y} \quad F = k \ln(\text{máx}(z, Z) / L)$$

Siendo k,L,Z los parámetros característicos de cada tipo de entorno, según la tabla D.2. En este caso el valor de “Z” se corresponde con el valor de la altura “media” de la nave.

$$q_{ei} = q_b \cdot C_{ei} \cdot C_{pi} = 0,52 \cdot 1,78 \cdot -0,5 = -0,4626 \text{ kN/m}^2$$

Este es el valor que se debe sumar al valor “qe” obtenido anteriormente:

ZONA	q_{ee}	q_{ei}	$q_e = q_{ee} + q_{ei}$
A	-1,1	-0,4626	-0,6474 kN/m^2
D	-1,2	-0,4626	-1,1076 kN/m^2

4. Hipótesis a 270° (SV4)

Se trata del caso simétrico al anterior, pero esta vez soplando el viento desde el frontal de la nave. Los valores más desfavorables de C_p serán los mismos que el caso SV3 y, por lo tanto, las cargas de viento también serán las mismas. Luego, numéricamente, se puede afirmar que **SV4 = SV3**

Pero en este caso, y debido a que el viento actúa en la zona “abierta” de la nave, el valor del “ q_{ei} ” (valor de la carga interior generada en la nave) será positivo ya que el factor “ c_{pi} ” (coeficiente de presión interior), esta vez quedara positivo. La explicación a ello, es que siguiendo la tabla 3.6 (presentada paginas atrás), el valor del área de huecos en zona de succión respecto al área total de huecos del edificio, es “0” en esa zona, por tanto se debe coger el valor de 0,7 establecido por la tabla.

Por tanto al multiplicar la ecuación quedara en valor positivo de presión como se muestra a continuación:

$$q_{ei} = q_b \cdot C_{ei} \cdot C_{pi} = 0,52 \cdot 1,78 \cdot 0,7 = 0,648 \text{ kN/m}^2$$

ZONA	q_{ee}	q_{ei}	$q_e = q_{ee} - q_{ei}$
A	-1,1	0,648	-1,758 kN/m^2
D	-1,2	0,648	-0,003 kN/m^2

Se trata ahora de escoger la sollicitación de viento más desfavorable de las 4. El valor más desfavorable en todas las combinaciones, será el valor de la combinación SV4 a succión y el valor de la combinación SV1 a presión:

$$\text{SV1} = 0,675 \text{ kN/m}^2 \text{ (presión).}$$

$$\text{SV4} = 1,758 \text{ kN/m}^2 \text{ (succión).}$$

3.2.2.B. Combinación y mayoración de acciones.

Para los coeficientes de combinación y mayoración se tendrá en cuenta lo indicado en el D.B. SE, según las tablas 4.1 y 4.2. (**Figura 8**).

Sólo existen dos tipos de solicitaciones: CP y SV, cada una actuando en un eje distinto y ortogonales entre sí, luego no es necesario trasladar ninguna carga. La única que se tiene en cuenta es SV pues es la única que actúa perpendicular al panel.

Las únicas combinaciones posibles son:

$$1,5 \text{ SV1} = 1,0125 \text{ kN/m}^2 \text{ (Presión)}$$

$$1,5 \text{ SV4} = 2,637 \text{ kN/m}^2 \text{ (Succión)}$$

La combinación más desfavorable y, por tanto, la considerada en el cálculo para elegir el cerramiento es: **1,5 SV4 = 2,637 kN/m² (Succión)**

3.2.2.C. Comprobación del cerramiento.

La tabla de características técnicas del modelo **PANEL SÁNDWICH FACHADA RESISTENTE AL FUEGO GAMA ONDATHERM F de ARVAL de 60 mm** se muestra a continuación en la **Figura 11**. En ella se indica la carga que soporta el panel en función de la luz entre apoyos.

La carga se da en kg/m² y la luz en m. En nuestro caso el panel se considera como continuo. El espesor elegido es **60 mm**. y la luz a tener en cuenta es la distancia entre correas que es de **1,5 m** en la fachada.

El valor de la distancia entre correas se especifica en el apartado siguiente “3.3. Cálculo de las correas”.

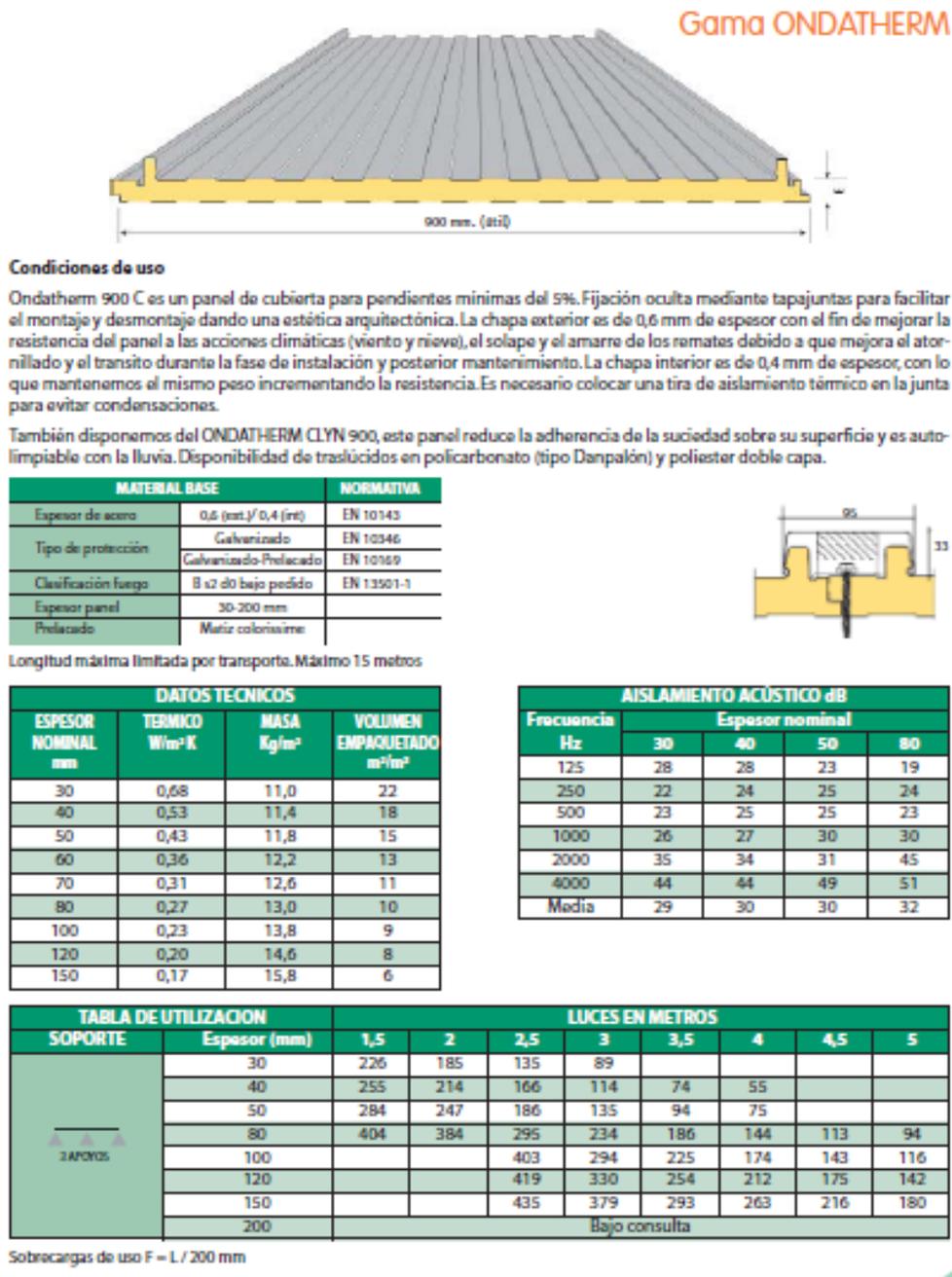


Figura 11

El valor límite es **2,637 kN/m²**; según la tabla: **el panel elegido es válido**. Se adopta, por tanto, el modelo **PANEL SÁNDWICH FACHADA RESISTENTE AL FUEGO GAMA ONDATHERM F de ARVAL de 60 mm** de espesor para cerramiento de la fachada.

3.3. CÁLCULO DE LAS CORREAS.

3.3.1. CORREAS DE CUBIERTA.

En primer lugar se ha de definir el número de correas y la separación entre las mismas.

La cubierta de la nave es a dos aguas. La luz es de 20 m y la altura desde el alero hasta la cumbrera es de 1,5 m. lo que da una inclinación de $8,5^\circ$, o lo que es lo mismo, una pendiente del 15%.

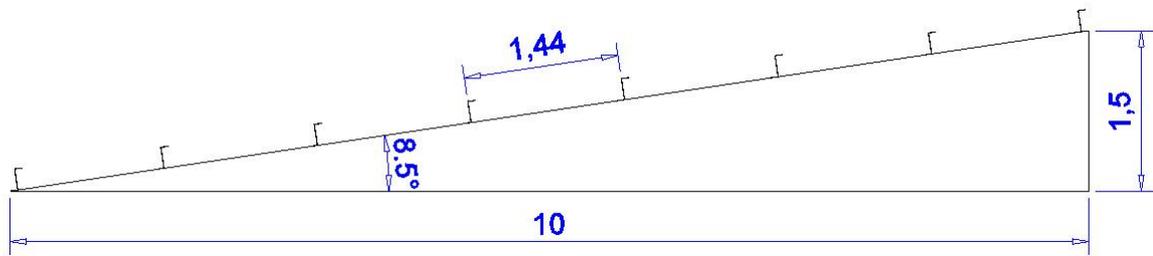


Figura 12

La longitud a cubrir será: $10/\cos 8,5^\circ = 10,11$ m. en cada faldón. Adoptando una separación inicial de 1,5 m. (tanteo) se tiene que: $10,11/1,5 = 6,74$ vanos.

Se adoptan 7 vanos, lo que da lugar a 8 correas (por faldón) con una separación entre ellas de $10,11/7 = 1,44$ m.

Cada correa soportará los esfuerzos recogidos por la cubierta en un tramo de 1,44 m. de ancho (0,72 m. a cada lado), excepto las correas extremas que soportarán la mitad. Para simplificar cálculos se considerará todas las correas iguales.

Para la cubierta se adoptan unas correas **C-160x60 2,5 mm**, que posteriormente se comprobará que cumplen las condiciones requeridas.

3.3.1.A. Acciones sobre la correa.

A continuación hay que conocer que solicitaciones van a recibir las correas, para ello planteamos las distintas hipótesis de carga. (Según DB. SE-AE):

- Pesos propios (C.P.): $P_{p,p,1}=0,12 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,44 \text{ m} = 1,73 \text{ kN/m}$: del panel y elementos de unión.

$$P_{p,p,2}=0,06 \text{ kN/m}: \text{ de la correa C-160x60 2,5 mm.}$$

- Sobrecarga de uso (S.U.): $q_s=0,4 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,44 \text{ m} = 0,57 \text{ kN/m}$.
- Carga de nieve (S.N.): $q_n= 0,383 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,44 \text{ m} = 0,5454 \text{ kN/m}$.
- Carga de viento: $q_e= q_b \cdot c_e \cdot c_p$ Del cálculo en el cerramiento se conocen las acciones del viento más desfavorables, que son:

$$C_e= 1,77$$

$$C_p=\text{Se analiza a continuación para cada caso.}$$

Para todos los casos: la pendiente es de $\alpha=8,5^\circ$; la superficie efectiva es $A>10 \text{ m}^2$ y $h=10 \text{ m}$. Las dimensiones “b”, “d” y, “e” variarán según el caso, luego se toma C_p :

1. Hipótesis a 0° (SV1)

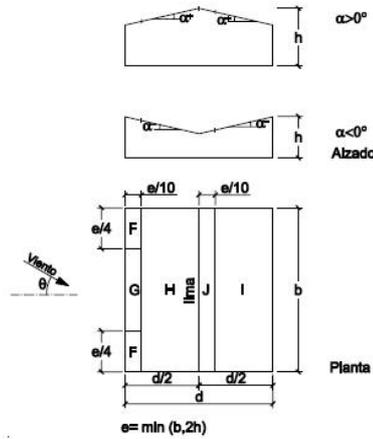
Dónde: $b= 80 \text{ m}$.

$$d= 20 \text{ m.}$$

$$e= \min. (80,20) =20 \text{ m}$$

Tabla D.6 Cubiertas a dos aguas

a) Dirección del viento $-45^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$



Pendiente de la cubierta α	A (m ²)	Zona (según figura)				
		F	G	H	I	J
-45°	≥ 10	-0,6	-0,6	-0,8	-0,7	-1
	≤ 1	-0,6	-0,6	-0,8	-0,7	-1,5
-30°	≥ 10	-1,1	-0,8	-0,8	-0,6	-0,8
	≤ 1	-2	-1,5	-0,8	-0,6	-1,4
-15°	≥ 10	-2,5	-1,3	-0,9	-0,5	-0,7
	≤ 1	-2,8	-2	-1,2	-0,5	-1,2
-5°	≥ 10	-2,3	-1,2	-0,8	0,2	0,2
	≤ 1	-2,5	-2	-1,2	0,2	0,2
5°	≥ 10	-1,7	-1,2	-0,6	-0,6	0,2
	≤ 1	+0,0	+0,0	+0,0	-0,6	-0,6
15°	≥ 10	-0,9	-0,8	-0,3	-0,4	-1
	≤ 1	0,2	0,2	0,2	+0,0	+0,0
30°	≥ 10	-0,5	-0,5	-0,2	-0,4	-0,5
	≤ 1	0,7	0,7	0,4	0	0
45°	≥ 10	-0,0	-0,0	-0,0	-0,2	-0,3
	≤ 1	0,7	0,7	0,6	+0,0	+0,0
60°	≥ 10	0,7	0,7	0,7	-0,2	-0,3
	≤ 1	0,7	0,7	0,7	-0,2	-0,3
75°	≥ 10	0,8	0,8	0,8	-0,2	-0,3
	≤ 1	0,8	0,8	0,8	-0,2	-0,3

Figura 13

Se remite a la tabla D.6 del D.B. SE-AE (Figura 13). En esta hipótesis van a aparecer esfuerzos de succión (negativos) y de presión (positivos). Interpolando para nuestra inclinación de 8,5° obtenemos los siguientes valores:

	F	G	H	I	J
8,5°	-1,42	-1,06	-0,495	-0,53	-0,22
	0,07	0,07	0,07	-0,39	-0,39

Quedando la hipótesis SV1 más desfavorables:

$$q_{e1F} = 0,52 \cdot 1,77 \cdot 1,42 \cdot 1,44 \text{ m} = 1,882 \text{ kN/m (succión).}$$

$$q_{e1G} = 0,52 \cdot 1,77 \cdot 1,06 \cdot 1,44 \text{ m} = 1,405 \text{ kN/m (succión).}$$

$$q_{e1H} = 0,52 \cdot 1,77 \cdot 0,495 \cdot 1,44 \text{ m} = 0,656 \text{ kN/m (succión).}$$

$$q_{e1I} = 0,52 \cdot 1,77 \cdot 0,53 \cdot 1,44 \text{ m} = 0,71 \text{ kN/m (succión).}$$

$$q_{e1J} = 0,52 \cdot 1,77 \cdot 0,22 \cdot 1,44 \text{ m} = 0,3 \text{ kN/m (succión).}$$

2. Hipótesis a 180° (SV2)

Se trata del caso simétrico al anterior, pero esta vez soplando el viento desde la derecha. Los valores más desfavorables de C_p serán los mismos que el caso SV1 y, por lo tanto, las cargas de viento también serán las mismas. Luego, numéricamente, se puede afirmar que **SV2 = SV1**.

3. Hipótesis a 90° (SV3)

En este caso el viento sopla longitudinalmente a la nave y la tabla a utilizar es distinta, también serán distintas las dimensiones “b” y “d”.

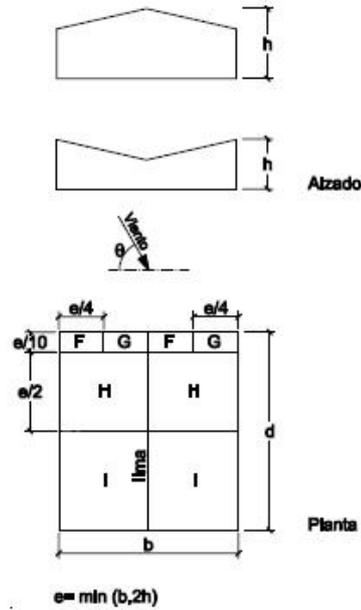
En esta hipótesis van a aparecer esfuerzos de succión (negativos) pero no de presión (positivos).

Donde: $b = 20 \text{ m}$.

$d = 80 \text{ m}$.

$e = \min. (20,20) = 20 \text{ m}$

b) Dirección del viento $45^\circ \leq \theta \leq 135^\circ$



Pendiente de la cubierta α	A (m ²)	Zona (según figura), $-45^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$			
		F	G	H	I
-45°	≥ 10	-1,4	-1,2	-1,0	-0,9
	≤ 1	-2,0	-2,0	-1,3	-1,2
-30°	≥ 10	-1,5	-1,2	-1,0	-0,9
	≤ 1	-2,1	-2,0	-1,3	-1,2
-15°	≥ 10	-1,9	-1,2	-0,8	-0,8
	≤ 1	-2,5	-2,0	-1,2	-1,2
-5°	≥ 10	-1,8	-1,2	-0,7	-0,6
	≤ 1	-2,5	-2,0	-1,2	-1,2
5°	≥ 10	-1,6	-1,3	-0,7	-0,6
	≤ 1	-2,2	-2,0	-1,2	-0,6
15°	≥ 10	-1,3	-1,3	-0,6	-0,5
	≤ 1	-2,0	-2,0	-1,2	-0,5
30°	≥ 10	-1,1	-1,4	-0,8	-0,5
	≤ 1	-1,5	-2,0	-1,2	-0,5
45°	≥ 10	-1,1	-1,4	-0,9	-0,5
	≤ 1	-1,5	-2,0	-1,2	-0,5
60°	≥ 10	-1,1	-1,2	-0,8	-0,5
	≤ 1	-1,5	-2,0	-1,0	-0,5
75°	≥ 10	-1,1	-1,2	-0,8	-0,5
	≤ 1	-1,5	-2,0	-1,0	-0,5

Figura 14

Al igual que antes interpolamos los valores:

8,5°	F	G	H	I
------	---	---	---	---

	-1,495	-1,30	-0,665	-0,565
--	--------	-------	--------	--------

Quedando la hipótesis SV3 más desfavorables:

$$q_{e1F} = 0,52 \cdot 1,77 \cdot 1,495 \cdot 1,44 \text{ m} = 1,98 \text{ kN/m (succión).}$$

$$q_{e1G} = 0,52 \cdot 1,77 \cdot 1,3 \cdot 1,44 \text{ m} = 1,723 \text{ kN/m (succión).}$$

$$q_{e1H} = 0,52 \cdot 1,77 \cdot 0,665 \cdot 1,44 \text{ m} = 0,882 \text{ kN/m (succión).}$$

$$q_{e1I} = 0,52 \cdot 1,77 \cdot 0,565 \cdot 1,44 \text{ m} = 0,7488 \text{ kN/m (succión).}$$

Para realizar el cálculo del valor “ q_e ”, se tiene que tener en cuenta el valor del factor de presión interior “ c_{pi} ”, ya que esta carga que aparece multiplica positiva o negativamente dependiendo del lado en el que el viento actúe.

En este caso concretamente, el viento genera una succión en el interior de la nave ya que está actuando por el lado que existe un cerramiento completo. Debido a ello, el factor de presión interior quedara multiplicando con signo negativo en la ecuación.

Además, dicha ecuación debe ser multiplicada por el factor -0,5 (es el que da el valor negativo a la ecuación) ya que el área de huecos en zonas de succión respecto al área total de huecos del edificio es 1.

Así pues, obtendremos el valor de “ q_{ei} ” que restara al resultado de la ecuación con la que se obtiene el valor de la carga de viento exterior “ q_e ”. En la tabla 3.6 del apartado 3.3.5 del CTE-SE-AE viene explicado gráficamente lo comentado en líneas anteriores.

Tabla 3.6 Coeficientes de presión interior

Esbeltez en el plano paralelo al viento	Área de huecos en zonas de succión respecto al área total de huecos del edificio											
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1	
≤1	0,7	0,7	0,6	0,4	0,3	0,1	0,0	-0,1	-0,3	-0,4	-0,5	
≥4	0,5	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1	0,0	-0,1	-0,2	-0,3	-0,3	

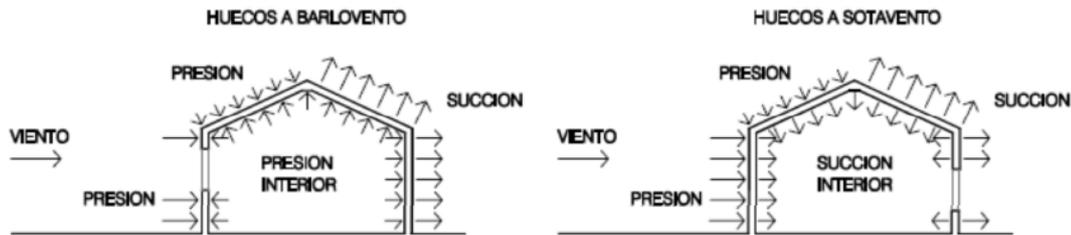


Fig. 3.1 Presiones ejercidas por el viento en una construcción diáfana

El coeficiente de presión interior “cei” se obtiene de la aplicación de las siguientes fórmulas que aparecen en el apartado D.2 “Coeficiente de exposición”. Aplicando las fórmulas:

$$C_e = F \cdot (F + 7k) \text{ y } F = k \ln(\text{máx}(z, Z) / L)$$

Siendo k,L,Z los parámetros característicos de cada tipo de entorno, según la tabla D.2. En este caso el valor de “Z” se corresponde con el valor de la altura “media” de la nave.

$$q_{ei} = q_b \cdot C_{ei} \cdot C_{pi} = 0,52 \cdot 1,78 \cdot -0,5 = -0,4626 \text{ kN/m}^2$$

Este es el valor que se debe sumar al valor “qe” obtenido anteriormente:

ZONA	q_{ee}	q_{ei}	$q_e = q_{ee} + q_{ei}$
F	-1,98	$0,4626 \cdot 1,44$	-1,314
G	-1,723	$0,4626 \cdot 1,44$	-1,057
H	-0,882	$0,4626 \cdot 1,44$	-0,216
I	-0,7488	$0,4626 \cdot 1,44$	-0,082

4. Hipótesis a 270° (SV4)

Se trata del caso simétrico al anterior, pero esta vez soplando el viento desde el frontal de la nave. Los valores más desfavorables de C_p , serán los mismos que el caso SV3 y, por lo tanto, las cargas de viento también serán las mismas. Luego, numéricamente, se puede afirmar que **SV4 = SV3**.

Pero en este caso, y debido a que el viento actúa en la zona “abierta” de la nave, el valor del “ q_{ei} ” (valor de la carga interior generada en la nave) será positivo ya que el factor “ c_{pi} ” (coeficiente de presión interior), esta vez quedara positivo. La explicación a ello, es que siguiendo la tabla 3.6 (presentada paginas atrás), el valor del área de huecos en zona de succión respecto al área total de huecos del edificio, es “0” en esa zona, por tanto se debe coger el valor de 0,7 establecido por la tabla.

Por tanto al multiplicar la ecuación quedara en valor positivo de presión como se muestra a continuación:

$$q_{ei} = q_b \cdot C_{ei} \cdot C_{pi} = 0,52 \cdot 1,78 \cdot 0,7 = 0,648 \text{ kN/m}^2$$

ZONA	q_{ee}	q_{ei}	$q_e = q_{ee} + q_{ei}$
F	-1,98	0,648 · 1,44	-2,91312
G	-1,723	0,648 · 1,44	-2,65612
H	-0,882	0,648 · 1,44	-1,81512
I	-0,7488	0,648 · 1,44	-1,68192

Se trata ahora de escoger la sollicitación de viento más desfavorable de las 4. Los valores más desfavorables en todas las combinaciones serán los valores de la combinación SV4 a succión.

1. Combinación y mayoración de acciones.

Para los coeficientes de combinación y mayoración se tendrá en cuenta lo indicado en el D.B. SE, según las tablas 4.1 y 4.2. (**Figura 8**).

Las solicitaciones CP, SU y SN al ser verticales han de ser trasladadas a los ejes de la correa y poder así combinarlas con la acción del viento, la cual se considera directamente actuando sobre dichos ejes. En este caso y, al contrario que sucede con el cerramiento, la correa tiene dos ejes débiles, así que se descompondrán las acciones verticales en ambos ejes, como se indica en la **Figura 15**.

Así mismo se plantean las combinaciones para cada eje, pudiendo no ser la misma combinación la más desfavorable para los dos ejes a la vez (de hecho así será, pues no actúan las mismas fuerzas en los 2 ejes).

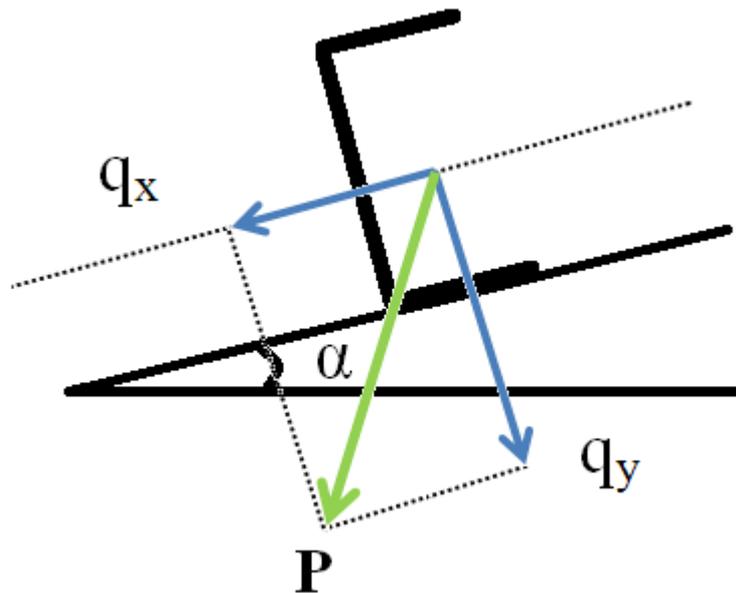


Figura 135

- En el eje OY de la correa la combinación más desfavorable es:

$$5) 0,8 CP_{\perp} + 1,5 SV4$$

$$CP_{\perp} = 0,23 \cdot \cos(8,5) = 0,2247 \text{ kN/m}$$

SV4 = -2,91312 kN/m	ZONA F
-1,81512 kN/m	ZONA H
-1,68192 kN/m	ZONA I

5) 0,8 CP_{\perp} + 1,5 SV4 =	-4,19 kN/m ZONA F
	-2,543 kN/m ZONA H
	-2,343 kN/m ZONA I

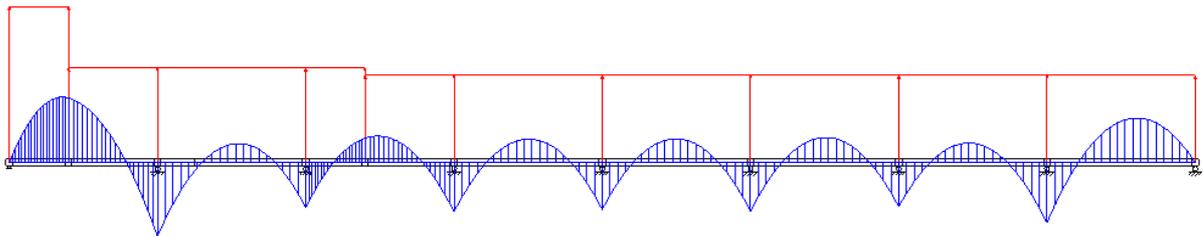


Figura 16

$$M_{x,máx} = 7,5521 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

➤ En el eje OX de la correa la combinación más desfavorable es:

$$3) 1,35 CP_{\parallel} + 1,5 SN_{\parallel} \text{ (en este eje no actúa el viento).}$$

$$CP_{\parallel} = 0,23 \cdot \text{sen}(8,5) = 0,034 \text{ kN/m}$$

$$SN_{\parallel} = 0,5454 \cdot \text{sen}(8,5) = 0,081 \text{ kN/m}$$

$$3) 1,35 CP_{\parallel} + 1,5 SN_{\parallel} = \mathbf{0,1674 \text{ kN/m}}$$

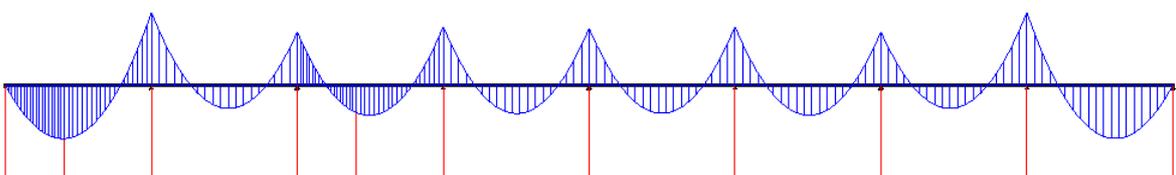


Figura 17

$$M_{y,m\acute{a}x} = 0,44223 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2. Comprobación de las correas.

Las correas son perfiles conformados en acero estructural S 275 JR de tensión máxima admisible de: $\sigma_{adm.} = 275.000 \text{ kN/m}^2$. Las características de la correa en C se muestran en la tabla adjunta (Figura 18).

Las comprobaciones a realizar son, en este caso, de dos tipos:

1. A resistencia: verificando que se cumple: $\sigma_{c\acute{a}lculo} < \sigma_{adm}$
2. A deformada: verificando que se cumple: $f_{c\acute{a}lculo} < f_{adm}$

MODELO	Dimensiones (mm)					AREA (cm ²)	PESO (kg/m)	PERIMETRO (m ² /m)	d (cm)	X _y (cm)	Retenido al eje X-X			Retenido al eje Y-Y			I _y (cm ⁴)	I _x (cm ⁴)	Designación UNE
	h	b	c	r	espesor						I _x (cm ⁴)	W _x (cm ³)	i _x (cm)	I _y (cm ⁴)	W _y (cm ³)	i _y (cm)			
CM-301	80	40	15	2.5	2.0	3.52	2.76	0.356	1.46	3.39	34.99	8.75	3.15	8.01	3.15	1.51	0.047	123.43	CF 80x2.0
CM-302	80	40	15	2.5	2.5	4.34	3.41	0.352	1.46	3.32	42.49	10.62	3.13	9.59	3.78	1.49	0.090	144.60	CF 80x2.5
CM-304	100	40	15	2.5	2.0	3.92	3.08	0.396	1.32	3.13	59.22	11.84	3.89	8.68	3.24	1.49	0.052	190.26	CF 100x2.0
CM-305	100	40	15	2.5	2.5	4.84	3.80	0.392	1.32	3.07	72.16	14.43	3.86	10.39	3.88	1.46	0.101	223.91	CF 100x2.5
CM-307	120	50	20	2.5	2.0	4.92	3.86	0.496	1.72	4.12	108.82	18.14	4.70	17.95	5.47	1.91	0.066	603.89	CF 120x2.0
CM-308	120	50	20	2.5	2.5	6.09	4.78	0.492	1.72	4.06	133.29	22.21	4.68	21.70	6.62	1.89	0.127	720.02	CF 120x2.5
CM-309	120	50	20	3.0	3.0	7.21	5.66	0.487	1.72	3.99	155.73	25.95	4.65	25.00	7.62	1.86	0.215	816.80	CF 120x3.0
CM-310	140	50	20	2.5	2.0	5.32	4.18	0.536	1.60	3.88	156.55	22.36	5.42	18.92	5.56	1.89	0.071	818.15	CF 140x2.0
CM-311	140	50	20	2.5	2.5	6.59	5.17	0.532	1.60	3.83	192.07	27.44	5.40	22.88	6.73	1.86	0.137	977.63	CF 140x2.5
CM-312	140	50	20	3.0	3.0	7.81	6.13	0.527	1.60	3.76	224.86	32.12	5.37	26.36	7.75	1.84	0.233	1111.62	CF 140x3.0
CM-313	160	60	20	2.5	2.0	6.12	4.80	0.616	1.86	4.54	239.88	29.98	6.26	30.53	7.37	2.23	0.081	1641.67	CF 160x2.0
CM-314	160	60	20	2.5	2.5	7.59	5.96	0.612	1.86	4.48	295.03	36.88	6.23	37.08	8.96	2.21	0.158	1973.73	CF 160x2.5
CM-315	160	60	20	3.0	3.0	9.01	7.07	0.607	1.86	4.42	346.58	43.32	6.20	42.95	10.37	2.18	0.269	2260.40	CF 160x3.0
CM-316	180	60	20	2.5	2.0	6.52	5.12	0.656	1.75	4.33	316.40	35.16	6.97	31.69	7.46	2.20	0.087	2102.53	CF 180x2.0
CM-317	180	60	20	2.5	2.5	8.09	6.35	0.652	1.76	4.27	389.54	43.28	6.94	38.50	9.08	2.18	0.168	2531.16	CF 180x2.5
CM-318	180	60	20	3.0	3.0	9.61	7.54	0.647	1.75	4.21	458.15	50.91	6.90	44.60	10.49	2.15	0.287	2903.05	CF 180x3.0

Figura 18

1. Comprobación a resistencia.

Se trata de comprobar que se cumple: $\sigma_{c\acute{a}lculo} < \sigma_{adm}$ siendo:

$$\sigma_{\text{cálculo}} = \sigma_{\text{máx}} = \frac{M_{x,\text{máx}}}{W_{xx}} + \frac{M_{y,\text{máx}}}{W_{yy}}$$

σ_{adm} = el límite elástico nominal de la correa. Lo minoraremos según DB-SE-A:

$$\gamma_M = 1,05 \quad \text{Coeficiente parcial de seguridad.}$$

$$\text{Por lo tanto } \sigma_{\text{adm}} = \frac{275.000}{1,05} = 261.904,76 \text{ kN/m}^2$$

Para una correa **C-160x60 2,5 mm** se tienen los siguientes valores:

$$W_{xx} = 3,688 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3$$

$$W_{yy} = 8,96 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$$

$$\sigma_{\text{cálculo}} = \sigma_{\text{máx}} = \frac{7,5521}{3,688 \cdot 10^{-5}} + \frac{0,44223}{8,96 \cdot 10^{-6}} = 254.130,97 \text{ kN/m}^2$$

Luego, se tiene: $\sigma_{\text{máx}} = 254.130,97 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{\text{adm}} = 261.904,76 \text{ kN/m}^2$

La correa elegida cumple a resistencia.

2. Comprobación a deformada.

Se entiende por deformada la flecha producida en la correa como consecuencia de los momentos producidos por las solicitaciones, hay que verificar la flecha en cada eje, pues existen momentos actuando en los 2 ejes de la correa. Se trata de comprobar que se cumple:

$$f_{\text{cálculo}} < f_{\text{adm}}$$

La flecha admisible varía según sea horizontal o vertical, así, según el D.B. SE en el apartado 4.3.3. especifica lo siguiente en relación a las flechas admisibles:

- Flecha vertical admisible: $f_{y,adm} = L/300$ (SE 4.3.3.1.)
- Flecha horizontal admisible: $f_{x,adm} = L/250$ (SE 4.3.3.2.)
- En el eje OY de la correa la combinación más desfavorable es:

5) $CP_{\perp} + SV4$

$$CP_{\perp} = 0,23 \cdot \cos(8,5) = 0,2247 \text{ kN/m}$$

SV4 = -2,91312 kN/m	ZONA F
-1,81512 kN/m	ZONA H
-1,68192 kN/m	ZONA I

5) $0,8 CP_{\perp} + 1,5 SV4 =$	-2,69 kN/m	ZONA F
	-1,6 kN/m	ZONA H
	-1,458 kN/m	ZONA I

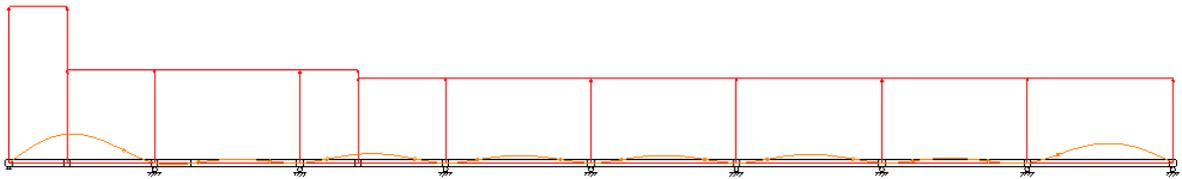


Figura 19

$$f_{\perp máx} = 0,0145 \text{ m}$$

Correspondiente paralela:

$$CP_{\parallel} = 0,034 \text{ kN/m}$$



Figura 20

$$f_{\parallel\text{máx}} = 0,00188\text{m}$$

Flecha total: $f_{\text{TOTAL}} = \sqrt{1,45^2 + 0,188^2} = 1,42\text{cm}$ **CUMPLE**

➤ En el eje OX de la correa la combinación más desfavorable es:

3) $CP_{\parallel} + SN_{\parallel}$ (en este eje no actúa el viento).

$$CP_{\parallel} = 0,23 \cdot \text{sen}(8,5) = 0,034\text{kN/m}$$

$$SN_{\parallel} = 0,5454 \cdot \text{sen}(8,5) = 0,081\text{kN/m}$$

3) $CP_{\parallel} + SN_{\parallel} = \mathbf{0,115\text{ kN/m}}$



Figura 21

$$f_{\parallel\text{máx}} = 0,0062\text{m}$$

Correspondiente perpendicular:

3) $CP_{\perp} + SN_{\perp}$ (en este eje no actúa el viento).

$$CP_{\perp} = 0,23 \cdot \cos(8,5) = 0,2247 \text{ kN/m}$$

$$SN_{\perp} = 0,5454 \cdot \cos(8,5) = 0,54 \text{ kN/m}$$

$$3) CP_{\perp} + SN_{\perp} = \mathbf{0,7647 \text{ kN/m}}$$

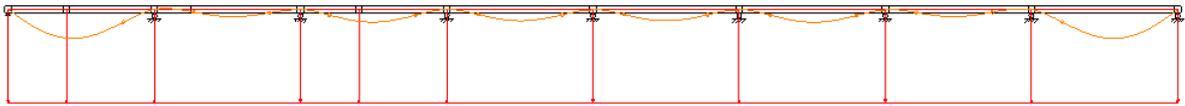


Figura 22

$$f_{\perp \text{máx}} = 0,052 \text{ m}$$

$$\text{Flecha total: } f_{\text{TOTAL}} = \sqrt{0,52^2 + 0,62^2} = 0,81 \text{ cm} \quad \text{CUMPLE}$$

La correa elegida cumple todas las comprobaciones, luego se adoptan correas C-160x60 2,5 mm en toda la cubierta.

3.3.2. CORREAS DE FACHADA.

En primer lugar se ha de definir el número de correas y la separación entre las mismas.

La altura de la fachada al alero es de **8,2 m**, adoptando una separación inicial de 1,5 m. (tanteo) se tiene que: $8,2/1,5 = 5$ vanos. Como da un número entero la separación inicial se acepta, por tanto, se adoptan 5 vanos, lo que da lugar a 6 correas con una separación entre ellas de **1,5 m**.

Cada correa soportará los esfuerzos recogidos por la fachada en un tramo de 1,5 m. de ancho (0,75 m. a cada lado), excepto las correas extremas que soportarán la mitad. Para simplificar cálculos se considerará todas las correas iguales.

En el caso de los pórticos hastiales la altura a cumbre es **10 m**, exactamente 1,8 m más de fachada a cubrir, luego se colocará una correa más. En estos pórticos las correas apoyarán sobre pilarillos intermedios colocados a tal efecto.

Es importante decir que las correas de fachada se han de colocar con el alma paralela al suelo de forma que su eje débil se destine a soportar las cargas menores que, como se verá, en este caso son los pesos propios, mientras que las cargas mayores, que serán las debidas únicamente al viento, las soportará el eje fuerte. Al colocarse así las correas resulta el eje OX en vertical y el eje OY en horizontal.

Para la fachada se colocarán unas correas **C-180x60 3mm** que posteriormente se comprobarán que cumplen las condiciones requeridas.

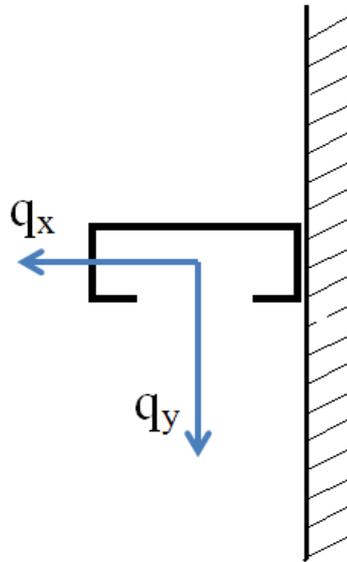


Figura 23

3.3.2.A. Acciones sobre la correa.

A continuación hay que conocer que solicitaciones van a recibir las correas, para ello planteamos las distintas hipótesis de carga. (Según DB. SE-AE):

- Pesos propios (C.P.): $P_{p.p.1}=0,12 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,5 \text{ m} = \mathbf{0,18 \text{ kN/m}}$: del panel.
 $P_{p.p.2}=0,074 \text{ kN/m}$: de la correa **C-180x60 3mm**.
- Sobrecarga de uso (S.U.): No es aplicable, se trata de una superficie vertical.
- Carga de nieve (S.N.): No es aplicable, se trata de una superficie vertical.
- Carga de viento: $q_e = q_b \cdot C_e \cdot C_p$ Del cálculo en el cerramiento se conocen las acciones del viento más desfavorables, que son:

$$q_b = \mathbf{0,52 \text{ kg/m}^2}$$

$$C_e = \mathbf{1,77}$$

$$C_p = \text{Se analiza a continuación cada caso.}$$

Para todos los casos: la superficie efectiva es $A > 10 \text{ m}^2$. $h = 10 \text{ m}$., las dimensiones “b”, “d” y, por tanto, “e” variarán según el caso. La esbeltez “h/d” también varía según el caso.

1. Hipótesis a 0° (SV1)

Se remite a la tabla D.3 del D.B. SE-AE (**Figura 24**). En esta hipótesis van a aparecer esfuerzos de succión (negativos) y de presión (positivos).

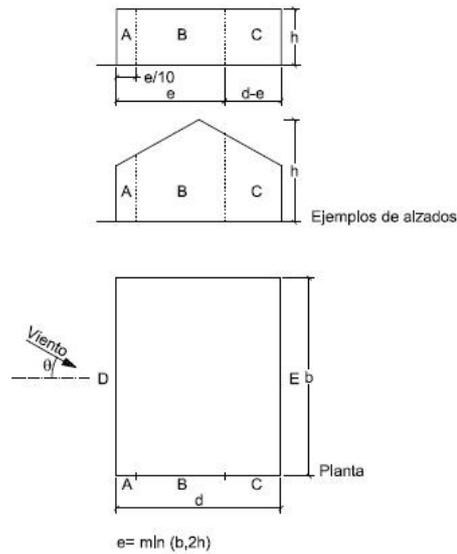
Donde: $b = 80 \text{ m}$.

$d = 20 \text{ m}$.

$$\frac{h}{d} = \frac{10}{20} = 0,5$$

Con estos datos se observa que los valores más desfavorables corresponden a la zona A (succión) y D (presión), ya que la zona C desaparece debido a que $d - e = 0$:

Tabla D.3 Paramentos verticales



A (m ²)	h/d	Zona (según figura), $-45^\circ < \theta < 45^\circ$				
		A	B	C	D	E
≥ 10	5	-1,2	-0,8	-0,5	0,8	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	≤ 0,25	"	"	"	0,7	-0,3
5	5	-1,3	-0,9	-0,5	0,9	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	≤ 0,25	"	"	"	0,8	-0,3
2	5	-1,3	-1,0	-0,5	0,9	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	≤ 0,25	"	"	"	0,7	-0,3
≤ 1	5	-1,4	-1,1	-0,5	1,0	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	≤ 0,25	"	"	"	"	-0,3

Figura 24

ZONA	A	B	C	D	E
CP(SV1)	-1,2	-0,8	-0,25	0,733	-0,4

Quedando la hipótesis SV1:

$q_{e1A} = 0,52 \cdot 1,77 \cdot 1,2 \cdot 1,5 = 1,65672 \text{ kN/m}$ (succión).

$q_{e1B} = 0,52 \cdot 1,77 \cdot 0,8 \cdot 1,5 = 1,1045 \text{ kN/m}$ (succión).

$q_{e1C} = 0,52 \cdot 1,77 \cdot 0,25 \cdot 1,5 = 0,3452 \text{ kN/m}$ (presión).

$q_{e1D} = 0,52 \cdot 1,77 \cdot 0,733 \cdot 1,5 = 1,012 \text{ kN/m}$ (succión).

$$q_{e1E} = 0,52 \cdot 1,77 \cdot 0,4 \cdot 1,5 = \mathbf{0,5523 \text{ kN/m}} \text{ (succión).}$$

2. Hipótesis a 180° (SV2)

Se trata del caso simétrico al anterior, pero esta vez soplando el viento desde la derecha. Los valores más desfavorables de C_p serán los mismos que el caso SV1 y, por lo tanto, las cargas de viento también serán las mismas. Luego, numéricamente, se puede afirmar que **SV2 = SV1**.

3. Hipótesis a 90° (SV3)

En este caso el viento sopla longitudinalmente a la nave aunque la tabla a utilizar es la misma pero teniendo en cuenta que esta vez serán distintas las dimensiones “b” y “d”.

Donde: $b = 20 \text{ m}$.

$d = 80 \text{ m}$.

$$\frac{h}{d} = \frac{10}{80} = 0,125$$

En esta hipótesis van a aparecer esfuerzos de succión (negativos) y de presión (positivos). Nuevamente las zonas más desfavorables son la A y la D:

ZONA	A	B	C	D	E
CP(SV3)	-1,2	-0,8	-0,5	0,7	-0,4

Quedando la hipótesis SV3: $q_{ee1A} = 0,52 \cdot 1,77 \cdot 1,2 \cdot 1,5 = \mathbf{1,65672 \text{ kN/m}}$ (succión).

$$q_{ee1B} = 0,52 \cdot 1,77 \cdot 0,8 \cdot 1,5 = \mathbf{1,1045 \text{ kN/m}}$$
 (succión).

$$q_{ee1C} = 0,52 \cdot 1,77 \cdot 0,5 \cdot 1,5 = \mathbf{0,6903 \text{ kN/m}}$$
 (succión).

$$q_{ee1D} = 0,52 \cdot 1,77 \cdot 0,7 \cdot 1,5 = \mathbf{0,9665 \text{ kN/m}}$$
 (presión).

$$q_{e1E} = 0,52 \cdot 1,77 \cdot 0,4 \cdot 1,5 = \mathbf{0,5523 \text{ kN/m}}$$
 (succión).

Para realizar el cálculo del valor “ q_e ”, se tiene que tener en cuenta el valor del factor de presión interior “ c_{pi} ”, ya que esta carga que aparece multiplica positiva o negativamente dependiendo del lado en el que el viento actúe.

En este caso concretamente, el viento genera una succión en el interior de la nave ya que está actuando por el lado que existe un cerramiento completo. Debido a ello, el factor de presión interior quedara multiplicando con signo negativo en la ecuación.

Además, dicha ecuación debe ser multiplicada por el factor -0,5 (es el que da el valor negativo a la ecuación) ya que el área de huecos en zonas de succión respecto al área total de huecos del edificio es 1.

Así pues, obtendremos el valor de “ q_{ei} ” que restara al resultado de la ecuación con la que se obtiene el valor de la carga de viento exterior “ q_e ”. En la tabla 3.6 del apartado 3.3.5 del CTE-SE-AE viene explicado gráficamente lo comentado en líneas anteriores.

Tabla 3.6 Coeficientes de presión interior

Esbeltez en el plano paralelo al viento	Área de huecos en zonas de succión respecto al área total de huecos del edificio											
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1	
≤1	0,7	0,7	0,6	0,4	0,3	0,1	0,0	-0,1	-0,3	-0,4	-0,5	
≥4	0,5	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1	0,0	-0,1	-0,2	-0,3	-0,3	

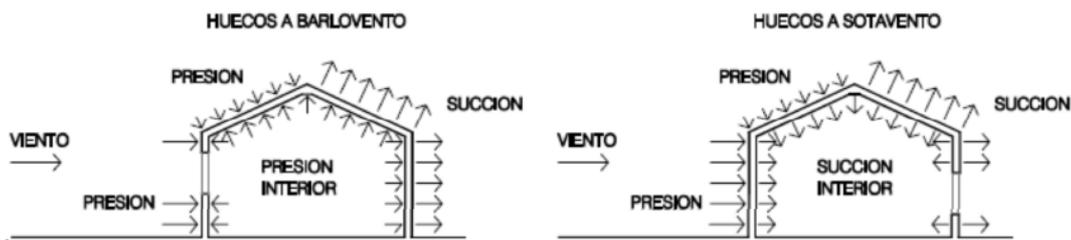


Fig. 3.1 Presiones ejercidas por el viento en una construcción diáfana

El coeficiente de presión interior “ c_{ei} ” se obtiene de la aplicación de las siguientes fórmulas que aparecen en el apartado D.2 “Coeficiente de exposición”. Aplicando las fórmulas:

$$C_e = F \cdot (F + 7k) \text{ y } F = k \ln(\text{máx}(z, Z) / L)$$

Siendo k,L,Z los parámetros característicos de cada tipo de entorno, según la tabla D.2. En este caso el valor de “Z” se corresponde con el valor de la altura “media” de la nave.

$$q_{ei} = q_b \cdot C_{ei} \cdot C_{pi} = 0,52 \cdot 1,78 \cdot -0,5 = -0,4626 \text{ kN/m}^2$$

Este es el valor que se debe sumar al valor “qe” obtenido anteriormente:

ZONA	q_{ee}	q_{ei}	$q_e = q_{ee} + q_{ei}$
A	-1,65672	$0,4626 \cdot 1,5$	-0,96282
B	-1,1045	$0,4626 \cdot 1,5$	-0,4106
C	-0,6903	$0,4626 \cdot 1,5$	-0,0036
D	0,9665	$0,4626 \cdot 1,5$	1,6604
E	-0,5523	$0,4626 \cdot 1,5$	-0,1416

4. Hipótesis a 270° (SV4)

Se trata del caso simétrico al anterior, pero esta vez soplando el viento desde el frontal de la nave. Los valores más desfavorables de C_p serán los mismos que el caso SV3 y, por lo tanto, las cargas de viento también serán las mismas. Luego, numéricamente, se puede afirmar que **SV4 = SV3**

Pero en este caso, y debido a que el viento actúa en la zona “abierta” de la nave, el valor del “ q_{ei} ” (valor de la carga interior generada en la nave) será positivo ya que el factor “ c_{pi} ” (coeficiente de presión interior), esta vez quedara positivo. La explicación a ello, es que siguiendo la tabla 3.6 (presentada paginas atrás), el valor del área de huecos en zona de succión respecto al área total de huecos del edificio, es “0” en esa zona, por tanto se debe coger el valor de 0,7 establecido por la tabla.

Por tanto al multiplicar la ecuación quedara en valor positivo de presión como se muestra a continuación:

$$q_{ei} = q_b \cdot C_{ei} \cdot C_{pi} = 0,52 \cdot 1,78 \cdot 0,7 = 0,648 \text{ kN/m}^2$$

Este es el valor que se debe sumar al valor “qe” obtenido anteriormente:

ZONA	q_{ee}	q_{ei}	$q_e = q_{ee} - q_{ei}$
A	-1,65672	$0,648 \cdot 1,5$	-2,622
B	-1,1045	$0,648 \cdot 1,5$	-2,07648
C	-0,6903	$0,648 \cdot 1,5$	-1,6623
D	0,9665	$0,648 \cdot 1,5$	0,0055
E	-0,5523	$0,648 \cdot 1,5$	-1,5243

Se trata ahora de escoger la sollicitación de viento más desfavorable de las 4. La combinación más desfavorable será la SV4 y la correa que más trabajará será la correa situada en las zonas A, B y C.

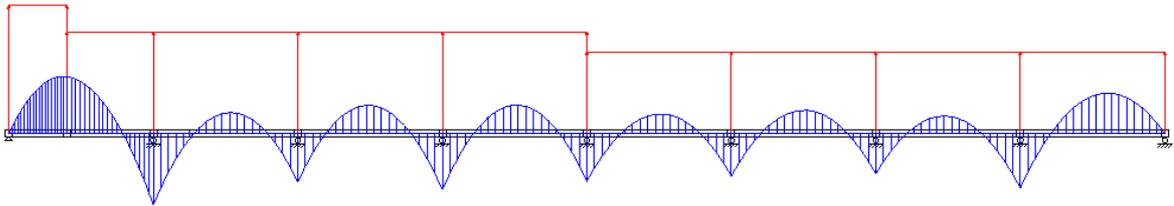
1. Combinación y mayoración de acciones.

Para los coeficientes de combinación y mayoración se tendrá en cuenta lo indicado en el D.B. SE, según las tablas 4.1 y 4.2. (**Figura 8**).

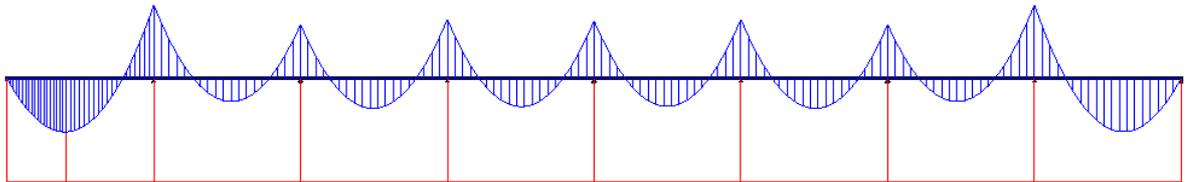
Al coincidir los ejes de la correa con los de las acciones no hay que trasladar ninguna carga, además, sólo actúa una sollicitación a la vez en cada eje no dando lugar a combinaciones posibles. En el eje vertical OX (débil) actúa CP, mientras que en el eje horizontal OY (fuerte) actúan las dos sollicitaciones debidas al viento SV. Como no es posible que se den las dos hipótesis de viento a la vez se selecciona directamente la más desfavorable.

$$\begin{array}{ll} \blacktriangleright \text{ En el eje OY: } & 1,5 \cdot SV4 = \mathbf{-3,933 \text{ kN/m}} \quad \mathbf{ZONA A} \\ & \mathbf{-3,115 \text{ kN/m}} \quad \mathbf{ZONA B} \\ & \mathbf{-2,5 \text{ kN/m}} \quad \mathbf{ZONA C} \end{array}$$

$$M_{x,m\acute{a}x} = 8,6437 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



➤ En el eje OX: $1,35 \cdot 0,254 = \mathbf{0,343 \text{ kN/m}}$.



$$M_{y,\text{m}\acute{\text{a}}\text{x}} = 0,906121 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2. Comprobación de las correas.

Las correas son perfiles conformados en acero estructural S 275 JR de tensión máxima admisible de: $\sigma_{\text{adm.}} = \mathbf{275.000 \text{ kN/m}^2}$. Las características de la correa en C se muestran en la tabla adjunta (**Figura 18**).

Las comprobaciones a realizar son, en este caso, de dos tipos:

1. A resistencia: verificando que se cumple: $\sigma_{\text{cálculo}} < \sigma_{\text{adm}}$
2. A deformada: verificando que se cumple: $f_{\text{cálculo}} < f_{\text{adm}}$

1. Comprobación a resistencia.

Se trata de comprobar que se cumple: $\sigma_{\text{cálculo}} < \sigma_{\text{adm}}$ siendo:

$$\sigma_{\text{cálculo}} = \sigma_{\text{máx}} = \frac{M_{x,\text{máx}}}{W_{xx}} + \frac{M_{y,\text{máx}}}{W_{yy}}$$

σ_{adm} = el límite elástico nominal de la correa. Lo minoraremos según DB-SE-A:

$$\gamma_M = 1,05 \quad \text{Coeficiente parcial de seguridad.}$$

$$\text{Por lo tanto } \sigma_{\text{adm}} = \frac{275.000}{1,05} = 261.904,76 \text{ kN/m}^2$$

Para una correa C-180x60 3mm se tienen los siguientes valores:

$$W_{xx} = 5,1 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3$$

$$W_{yy} = 1,05 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3$$

$$\sigma_{\text{cálculo}} = \sigma_{\text{máx}} = \frac{8,6437}{5,1 \cdot 10^{-5}} + \frac{0,906121}{1,05 \cdot 10^{-5}} = 255.781,16 \text{ kN/m}^2$$

Luego, se tiene: $\sigma_{\text{máx}} = 255.781,16 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{\text{adm}} = 261.904,76 \text{ kg/cm}^2$

La correa elegida cumple a resistencia.

2. Comprobación a deformada.

Se recuerda que, al estar la correa girada, el eje horizontal es el OY y la flecha horizontal (en este caso f_y) la causa la acción horizontal q_y , y viceversa.

➤ Flecha vertical admisible: $f_{x,\text{adm}} = L/300$ (4.3.3.1.)

➤ Flecha horizontal admisible: $f_{y,\text{adm}} = L/250$ (4.3.3.2.)

➤ En el eje OY de la correa la combinación más desfavorable es:

SV4 = -2,622 kN/m	ZONA F
-2,07648 kN/m	ZONA H
-1,6623 kN/m	ZONA I

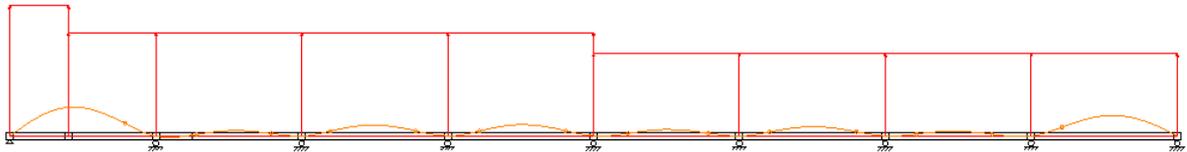


Figura 25

$$f_{\perp \text{máx}} = 0,0102\text{m}$$

➤ En el eje OX de la correa la combinación más desfavorable es:

$$CP = 0,254\text{kN/m}$$



Figura 26

$$f_{\parallel \text{máx}} = 0,008\text{m}$$

$$\text{Flecha total: } f_{\text{TOTAL}} = \sqrt{1,02^2 + 0,8^2} = 1,3\text{cm} \quad \text{CUMPLE}$$

La correa elegida cumple todas las comprobaciones, luego se adoptan correas C-180x60 3 mm en toda la fachada.

3.4. CÁLCULO DE LA VIGA CARRIL.

3.4.1. DATOS INICIALES.

La viga carril se calculará como una viga continua de 55 m de longitud y multiapoyada en vanos de 5 m de luz. Los apoyos serán ménsulas unidas a los pilares de los pórticos.

Para realizar el cálculo, es preciso disponer de unos datos de funcionamiento del puente grúa y del polipasto (carro) a utilizar. Debido a la capacidad de carga requerida, 4.000 kg, y a la elevada luz de la nave, 20 m, el proveedor de puentes grúa **JASO** nos recomienda el uso de grúas tipo: **birraíl**. (Figura 27)

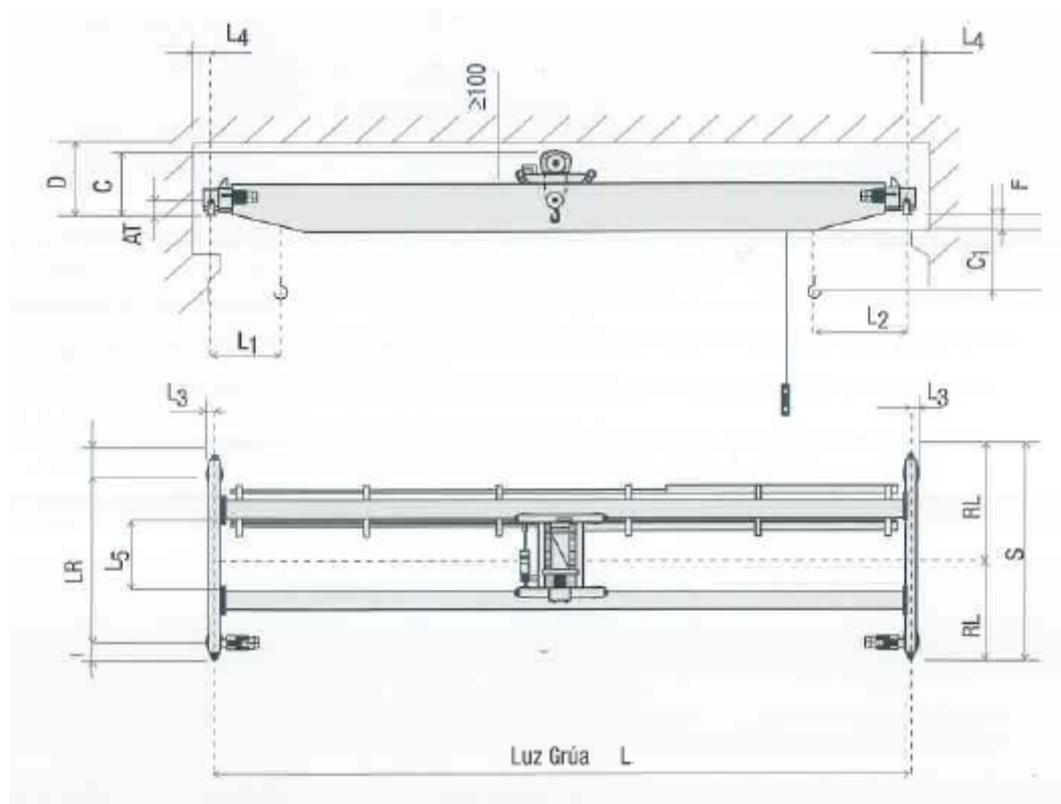


Figura 27

El modelo empleado será un puente grúa **birraíl modelo BXM40H0641** , cuyas características técnicas se indican a continuación en la tabla de la **figura 28**. Los valores de la tabla hacen referencia a las magnitudes indicadas en la **Figura 27**.

CAPACIDAD (Kg)	TIPO	GRUPO FEM	VELOCIDAD (m/min.)	RECORRIDO DE GANCHO					NÚMERO Ramales	MOTOR (50Hz) Potencia (kw)
				H06	H10	H14	H18	H22		
4.000	BX40H*41	M6	4 / 1,3	6	10	14			4 / 1	2 / 1
	BXM40H*41	M5	5 / 1,6	6	10	14			4 / 1	3,8/1,3
	BXR40H*41	M6	6 / 2	6	10	14			4 / 1	4,5/1,5
	CX40H*21	M6	8 / 2,6	12	20	28	36		2 / 1	6 / 2
	CXM40H*21	M5	10 / 3,3	12	20	28	36		2 / 1	7,5 / 2,5
	CXR40H*21	M6	12 / 4	12	20	28	36		2 / 1	9 / 3

Capacidad Tns.	L Luz en mts.	POLIPASTO ELECTRICO				L1	L2	L3	L4	L5	AT	C1*	C	D	F	I	LR	RL	S	
		TIPO	vel.elev. m/min	R gancho m.																
4	<12,5	BX40H0641	4/1,3							1100					186		2000	1230	2460	
	>12,5-16,5	BXM40H0641	5/1,6	6	910	910	105	200	1600	135	10	865	965	230	200		2500	1400	2000	
	>16,5-22,5														436		3250	1855	3710	
	>22,5-26,5														300		4000	2260	4400	
	>26,5-28,5	BXR40H0641	6/2		925	925	127		2000		155	-25	900	1000	651	260		4500	2510	5020
	>28,5-30																			

Figura 28

La altura libre sobre el puente grúa, desde el carril, es de 2 m hasta el alero y de 3,5 m hasta la cumbrera.

La distancia desde el eje de la viga carril hasta el pilar será de 200 mm, lo cual es válido pues $L_4 = 200$ mm.

El tipo de polipasto a utilizar esta indicado en la **figura 29**.



Figura 29

3.4.1.A. Clasificación de puente grúa

La clasificación del puente grúa se lleva a cabo en observancia de la norma UNE 76-201-88. En la **Figura 30** se especifica diferentes tipos de puente grúa. En el caso del presente proyecto se opta por puente grúa de almacén.

Tabla 1
Ejemplo de clasificación de los aparatos de elevación

Denominación	Condiciones de utilización	Condiciones de carga
Puente grúa de central	A	1-2
Puente grúa de montaje y desmontaje para sala de máquinas	A	2-3
Puente grúa de almacén	B-C	2-3
Puente grúa con cuchara	B-C-D	4
Puente grúa para parque de chatarra o puente con electroimán*	B-C	4
Puente de colada*	B	4
Puente rompe-fundición*	B-C	4
Puente para deslingotar*	C-D	4
Puente para hornos de fosa*	B-C	4
Puente cargador de hornos*	C-D	4
Puente para forja*	C-D	4
Pórtico con gancho para servicio de parque de material	B-C	3
Pórtico con cuchara	B-C-D	4
Pórtico con gancho para descarga o carga sobre vehículo	B-C	3
Pórtico para almacén	B-C-D	4
Pórtico para desmontaje de material	A-B	2-3
Grúa para desmontaje y montaje de material	A-B	2-3
Grúa con gancho	B-C	3
Grúa con cuchara	B-C-D	4
Grúa de dique	B	3-4
Grúa de puerto con gancho	B-C	3
Grúa de puerto con cuchara	B-C	4
Grúa para servicio excepcional	A	1-2
Grúa flotante con gancho	A-B	3
Grúa flotante con cuchara	A-B	4
Grúa de astillero	A-B	3
Grúa de reparación sobre vía férrea	A	2-3
Grúa de a bordo	B	3-4
Grúa velocípeda automóvil	B-C	3
Grúa derrick	A-B	3
Monocarril (según utilización)		
Pórtico y puente para contenedores	B-C	3

Figura 30

Con las condiciones de utilización se obtiene en la Figura 31 el número convencional de ciclos de maniobra. En el caso del presente proyecto para una grúa.

Tabla 2
Condiciones de utilización

Condiciones de utilización	Número convencional de ciclos de maniobra, Nm	Observaciones
U ₀	1,6 × 10 ⁴	
U ₁	3,2 × 10 ⁴	Utilización ocasional
U ₂	6,3 × 10 ⁴	
U ₃	1,25 × 10 ⁵	
U ₄	2,5 × 10 ⁵	Utilización regular en servicio ligero
U ₅	5 × 10 ⁵	Utilización regular en servicio intermitente
U ₆	1 × 10 ⁶	Utilización regular en servicio intensivo
U ₇	2 × 10 ⁶	Utilización intensiva
U ₈	4 × 10 ⁶	
U ₉	Más de 4 × 10 ⁶	

Figura 31

Las condiciones de carga son referentes de la carga que levanta el puente grúa y la frecuencia con que se realiza. Véase la **figura 32**.

Condiciones de carga	Observaciones
Q1 – Ligero	Aparato que levanta raramente la carga útil y corrientemente cargas muy pequeñas.
Q2 – Moderado	Aparato que levanta con bastante frecuencia la carga útil y corrientemente cargas pequeñas.
Q3 – Pesado	Aparato que levanta con bastante frecuencia la carga útil y corrientemente cargas medianas.
Q4 – Muy pesado	Aparato que corrientemente maneja cargas próximas a la carga útil

Figura 32

Con las condiciones de carga y las de utilización se entra en la **figura 33** de clasificación de puentes grúa:

Clasificación de los puentes grúa

Condiciones de carga	Condiciones de utilización									
	U ₀	U ₁	U ₂	U ₃	U ₄	U ₅	U ₆	U ₇	U ₈	U ₉
Q1 – Ligero	1	1	1	2	3	4	5	6	7	8
Q2 – Moderado	1	1	2	3	4	5	6	7	8	8
Q3 – Pesado	1	2	3	4	5	6	7	8	8	8
Q4 – Muy Pesado	2	3	4	5	6	7	8	8	8	8

Figura 33

Finalmente de entre los grupos 2, 3 y 4 se selecciona aquel que es el más desfavorable en cuanto a coeficientes dinámicos y según la **figura 34** el coeficiente de mayoración dinámico más elevado se da para los grupos 3 y 4.

Valor del coeficiente de efectos dinámicos vertical

Grupo	Viga carrilera	Soportes
	máx	máx
1 y 2	1,1	1,0
3 y 4	1,15	1,0
5 y 6	1,25	1,1
7 y 8	1,35	1,2

Figura 34

3.4.2. SOLICITACIONES SOBRE LA VIGA CARRIL.

3.4.2.A. Fuerzas generadas por el puente grúa.

Sobre la viga carril actuarán las siguientes fuerzas: el peso propio la viga carril más el del raíl de rodadura y las fuerzas que transmite el puente grúa a través de las ruedas. Estas últimas serán de tres tipos:

- a) reacciones verticales.
- b) reacciones horizontales longitudinales.
- c) reacciones horizontales transversales.

A. Reacciones verticales

Las reacciones del puente en movimiento se obtienen a partir de las reacciones estáticas correspondientes, obtenidas anteriormente con las tablas del catálogo de “Puentes Grúa JA-SO”, multiplicándolas por un coeficiente de efectos dinámicos ya obtenido en la tabla 3.623 del apartado anterior.

$$V_d = \varphi \cdot V$$

Siendo:

V_d : reacción vertical dinámica

φ : coeficiente de efectos dinámicos

V : reacción vertical estática

En primera instancia, se contempla la sollicitación generada en la viga:

➤ $F_{\text{VERTmax}} = 1,15 \cdot 2 \cdot 35,61 = 109,83 \text{ kN}$

$$\text{➤ } F_{\text{VERTmin}} = 1,15 \cdot 2 \cdot 14,617 = 43,851 \text{ kN}$$

Seguidamente, se procede a realizar dichos análisis para las cargas surgidas en el pilar:

$$\text{➤ } F_{\text{VERTmax}} = 1,0 \cdot 2 \cdot 35,61 = 71,22 \text{ kN}$$

$$\text{➤ } F_{\text{VERTmin}} = 1,0 \cdot 2 \cdot 14,617 = 29,234 \text{ kN}$$

*Las fuerzas verticales están multiplicadas por 2, debido al número de ruedas considerado.

Las fuerzas verticales generadas por el puente grúa afectan a los pórticos de la estructura y en consideración con el posicionamiento de la grúa sobre la estructura, sólo se considerarán, para la ejecución de los esquemas de cálculo, las cargas verticales que ejerce el elemento estudiado sobre los pilares.

En consecuencia con la simetría de la figura, se puede determinar despreciable la realización de las dos hipótesis probables surgidas de la situación más desfavorable posible (del lado de la seguridad). Dichas hipótesis atienden a las disposiciones del carro uno de los extremos del puente en cada ocasión, de modo que con la ejecución de tan solo una de ellas, se puede obviar la realización de la adversa.

B. Reacciones horizontales longitudinales

Las fueras longitudinales son generadas por el movimiento del puente, influyendo en los arriostramientos.

Para llevar a cabo este cálculo, se deben tomar las consideraciones pertinentes expuestas de forma detallada y concisa en la norma de grúas puente (UNE – 76 – 218 –88):

3.6 2 4. Reacciones horizontales longitudinales.

a) Reacciones sobre los carriles de traslación del puente.

La aceleración o el frenado del movimiento de traslación del puente conduce a la aparición de reacciones longitudinales aplicadas a las cabezas de los carriles. Estas fuerzas horizontales, que las llantas de las ruedas motrices del puente ejercen sobre el carril, se calcularán en función de la aceleración o deceleración máximas, que se produzcan en servicio normal.

Si los valores de las aceleraciones y deceleraciones no están dadas por el Constructor de la grúa o impuestas por el usuario, se podrán fijar las mismas, a título indicativo, en función de la velocidad del movimiento y de las tres condiciones de explotación siguientes:

- 1) Aparatos de velocidad lenta y aparatos de velocidad media con grandes recorridos.
- 2) Aparatos de velocidad media y rápida de aplicación corriente.
- 3) Aparatos de velocidad rápida con fuertes aceleraciones.

La tabla 3.6 2 4 recoge los valores medios de las aceleraciones y deceleraciones para las tres condiciones de explotación.

El valor de la resultante de las reacciones longitudinales de aceleración de un puente grúa estará limitado por la adherencia entre las ruedas motrices y los carriles.

$$\Sigma H_l \text{ máx} = (N + C + P) \frac{2 j_p}{g} \leq (N + C + P) f k_p$$

De dicha expresión se deduce la condición para la aceptación y estudio de la fuerza estimada:

$$F_{\text{LONG.}} = (Q + P + C) \cdot \frac{2 \cdot j_p}{g} \leq (Q + P + C) \cdot f \cdot k_p$$

Donde cada sigla corresponde con:

$$\left. \begin{array}{l} Q=\text{Carga} \\ P=\text{Puente} \\ C=\text{Carro} \end{array} \right\} (Q + P + C) = (71,22 + 29,234) = 100,454 \text{ kN}$$

J_P = Aceleración media (tabla 3.6 2 4, de la página 976, del documento UNE – 76 – 218 – 88)

$$J_P = 0,064 \text{ m/s}^2$$

$$\text{Velocidad máxima puente} = 0,0267 \text{ m/s}$$

Dado que dicho valor no figura en la tabla de valores, y en vista de la incapacidad de iterar para obtener el valor exacto, se toma el valor inmediatamente superior que aparece en la tabla, en este caso 0,16 m/s, adquiriendo así 0,064 m/s² de aceleración media.

Velocidad <i>m/s</i>	1. Velocidad lenta y media con gran recorrido		2. Velocidad media y rápida (aplicaciones corrientes)		3. Velocidad rápida con fuertes aceleraciones	
	Duración de la aceleración <i>s</i>	Aceleración media <i>m/s</i> ²	Duración de la aceleración <i>s</i>	Aceleración media <i>m/s</i> ²	Duración de la aceleración <i>s</i>	Aceleración media <i>m/s</i> ²
4,00			8,0	0,50	6,0	0,67
3,15			7,1	0,44	5,4	0,58
2,50			6,3	0,39	4,8	0,52
2,00	9,1	0,22	5,6	0,35	4,2	0,47
1,60	8,3	0,19	5,0	0,32	3,7	0,45
1,00	6,6	0,15	4,0	0,25	3,0	0,33
0,63	5,2	0,12	3,2	0,19		
0,40	4,1	0,098	2,5	0,16		
0,25	3,2	0,078				
0,16	2,5	0,064				

Tabla 3.6 2 4

f = Coeficiente adherencia (fricción) (página 977 de la norma de puentes grúa UNE – 76 – 218 – 88)

siendo el valor del coeficiente de adherencia:

$f = 0,12$ en caminos de rodadura húmedos.

$f = 0,20$ en caminos de rodadura secos.

Atendiendo las distintas disposiciones del código mencionado, considerando caminos de rodadura secos en el caso que atañe, se especifica un coeficiente de adherencia (f) de 0,2.

La cifra k_p viene definida por la siguiente expresión:

$$k_p = \frac{\text{Nº ruedas motrices}}{\text{Nº total de ruedas}} = \frac{2}{4} = 0,5$$

De modo que para la situación expuesta, el número de ruedas motrices corresponde con la mitad del total de ruedas, obteniendo así un valor de 0,5 para el coeficiente k_p .

Finalmente, se introducen los parámetros calculados en la expresión de la fuerza longitudinal mencionada con anterioridad (página 977 de la norma UNE – 76 – 218 – 88).

$$F_{\text{LONG.}} = (Q + P + C) \cdot \frac{2 \cdot j_p}{g} \leq (Q + P + C) \cdot f \cdot k_p$$

$$1) (Q + P + C) \cdot 2 \cdot j_p / g = (1,0 \cdot 2 \cdot 35,61 + 1,0 \cdot 2 \cdot 14,617) \cdot 2 \cdot 0,064 / 9,81 = 1,31 \text{ kN}$$

$$2) (Q + P + C) \cdot f \cdot k_p = (1,0 \cdot 2 \cdot 35,61 + 1,0 \cdot 2 \cdot 14,617) \cdot 0,2 \cdot 0,5 = 10,0454 \text{ kN}$$

Como la ecuación 1) \leq 2) es decir $1,31 \text{ kN} \leq 10,0454 \text{ kN} \rightarrow$ **CUMPLE**

Por consiguiente, se posee la capacidad para elaborar la instrucción de las solicitaciones ejercidas por el puente grúa sobre el conjunto de la estructura. Las cargas en dirección longitudinal suscitadas por los posibles movimientos del puente en dicha dirección (única dirección permisible para el puente), y tomando, como es evidente, la situación más desfavorable posi-

ble, generada en las dos alternativas en las que el carro se encuentre situado en uno de los dos extremos del puente durante el movimiento longitudinal de éste.

Asimismo, se determina la redundancia que supone realizar dicho estudio para ambos posicionamientos del carro sobre el puente, dada la simetría del conjunto estructural, de modo que por razones de optimización se procede al estudio en una de ambas tesituras.

C. Reacciones horizontales transversales

Las fueras transversales son las originadas por el movimiento del carro y la carga transportada.

Al igual que en los apartados precedentes, la deducción de las fuerzas transversales ejercidas por el puente grúa sobre la estructura se realiza mediante las distintas disposiciones determinadas en el documento previamente utilizado (UNE – 76 – 218 – 88):

3.6.25. *Reacciones horizontales sobre los carriles de traslación del puente*

a) *Reacciones H_c debidas a la aceleración y deceleración del carro.*

La aceleración y deceleación del movimiento de desplazamiento del carro conduce a la participación de reacciones horizontales transversales al camino de rodadura. Estas fuezastransversales se calcularán en función de la aceleración o deceleración, máximas que se produzcan en servio normal.

El valor de la aceleración media positiva o negativa es un dato que debe proporcionar el Constructor de la grúa o ser fijado por el usuario. Caso de no ser conocido podrán utilizarse, a título indicativo, los valores que para aceleración media se dan en el cuadro 3.6 2 4 en función de la velocidad del movimiento.

El valor de la fuerza total de aceleración del carro estará limitado por adherencia entre las ruedas motrices del carro y los carriles de las vigas puente.

$$\Sigma H_c \text{ máx} = (N + C) \frac{2j_c}{g} \leq (N + C) f k_c$$

Por consiguiente, se estipula el empleo de dicha ecuación para la conformidad del caso atribuido del presente proyecto con la norma concretada.

$$F_{TRANS} = (Q + C) \cdot 2 \cdot jP/g \leq (Q + C) \cdot f \cdot kp$$

Correspondiendo dichos parámetros con los siguientes valores:

Coefficiente de adherencia:

- $f = 0,12$ (en caminos de rodadura húmedos)

- $f = 0,20$ (en caminos de rodadura secos)

El coeficiente de adherencia (f) es el mismo que en el apartado anterior del cálculo de fuerzas longitudinales (véase página 977 de la norma de puentes grúa UNE – 76 – 218 – 88).

$$JP = 0,064 \text{ m/s}^2$$

La aceleración media (jp) se calcula con el mismo método expresado para dicho coeficiente en el apartado anterior descrito sobre las fuerzas longitudinales generadas.

Para ello se debe observar con atención la tabla 3.6 2 4, de la página 976, del documento UNE – 76 – 218 – 88.

Velocidad máxima carro (rápida) = 0,1 m/s

Velocidad <i>m/s</i>	1. Velocidad lenta y media con gran recorrido		2. Velocidad media y rápida (aplicaciones corrientes)		3. Velocidad rápida con fuertes aceleraciones	
	Duración de la aceleración <i>s</i>	Aceleración media <i>m/s²</i>	Duración de la aceleración <i>s</i>	Aceleración media <i>m/s²</i>	Duración de la aceleración <i>s</i>	Aceleración media <i>m/s²</i>
4,00			8,0	0,50	6,0	0,67
3,15			7,1	0,44	5,4	0,58
2,50			6,3	0,39	4,8	0,52
2,00	9,1	0,22	5,6	0,35	4,2	0,47

Como es evidente el valor de la velocidad máxima del carro no se encuentra reflejado en la tabla anterior, además existe una imposibilidad para la ejecución de una iteración de valores, por lo que se determina la utilización del coeficiente superior reflejado en la tabla de valores.

En consecuencia con lo descrito anteriormente, se concreta que a partir de 0,16 m/s como valor de velocidad del carro, a la aceleración media (jp) le corresponden 0,064 m/s².

La cifra kp se obtiene, como en el apartado anterior correspondiente a las fuerzas longitudinales, mediante la siguiente expresión:

$$kp = \frac{\text{N}^\circ \text{ ruedas motrices}}{\text{N}^\circ \text{ total de ruedas}} = \frac{2}{4} = 0,5$$

Por consiguiente, se puede afirmar que para dos ruedas motrices, el doble de dicho valor corresponde con el número total de ruedas, obteniendo así un valor de 0,5 para el coeficiente kp .

$$(Q + C) = (39,24 + 17,658) = 56,898 \text{ kN}$$

Dichos valores se adquieren a través de la tabla de las páginas 1008 y 1009 del código de grúas puente utilizado UNE – 76 – 218 – 88.

La carga (Q) viene definida por la capacidad de la grúa puente instalado, en este caso, se trata de 4 toneladas de capacidad (39,24 kN).

Por otro lado, para calcular el peso del carro (C), se considera necesaria la realización de una iteración entre los valores aledaños en la tabla de las páginas 1008 y 1009 a las 4 toneladas de capacidad, dada la inexistencia de dicho valor en la tabla se debe ejecutar una interpolación lineal.

Una vez obtenidos los parámetros pertinentes descritos en la expresión inicial, se procede a realizar la comprobación de la hipótesis sugerida:

$$F_{TRANS} = (Q + C) \cdot 2 \cdot jP/g \leq (Q + C) \cdot f \cdot kp$$

$$1) (Q + C) \cdot 2 \cdot jp/g = (39,24 + 17,658) \cdot 2 \cdot 0.064/9.81 = 0,7424 \text{ kN}$$

$$2) (Q + C) \cdot f \cdot kp = (39,24 + 17,658) \cdot 0,2 \cdot 0,5 = 5,69 \text{ kN}$$

$$0,7424 \text{ kN} \leq 5,69 \text{ kN} \quad \text{CUMPLE}$$

Para concluir, se define el valor de la fuerza transversal considerada sobre el resto del conjunto estructural con el valor adquirido de 0,7424 kN, puesto que dicha carga se ocasiona debido al movimiento del carro del puente grúa.

3.4.2.B. Elección del raíl de rodadura.

Para la determinación del perfil del raíl de rodadura sobre el que deslizarán las ruedas del puente, se ha utilizado la tabla 38 del libro 'El proyectista de estructuras metálicas' de R. Nonnast, Pág. 257. En este caso el perfil del raíl elegido tendrá las siguientes características geométricas:

K_s	H mm	F_1 mm	F_2 mm	K mm	S mm	f_1 mm	f_2 mm	F_3 mm	h_1 mm	h_2 mm	r_1 mm	r_2 mm	r_3 mm	r_4 mm	r_5 mm
32	65	150	66	55	31	17,5	12,5	9	28,5	25	5	5	5	6	5

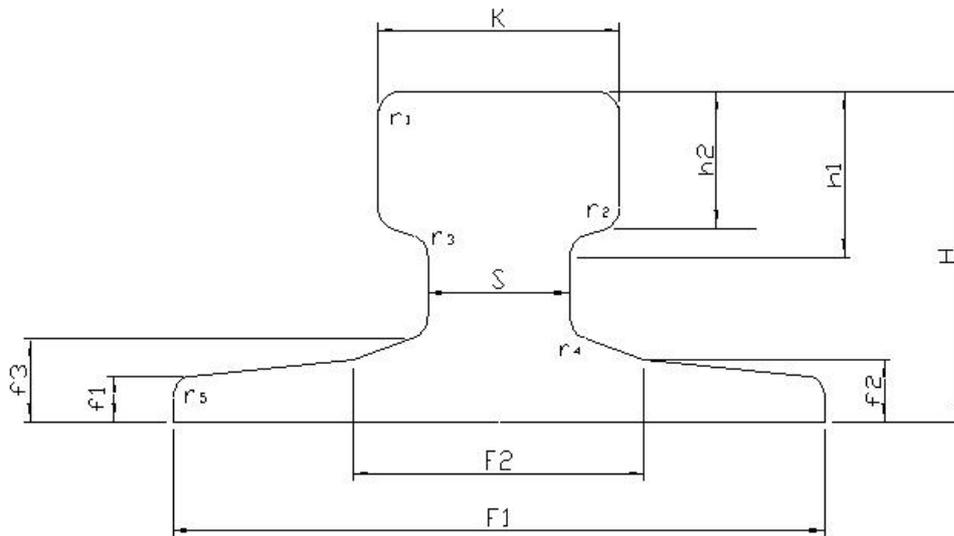


Figura 35

El peso del raíl de rodadura por metro lineal, corresponde con el número K_s : $P_r = 32 \text{ kg/m}$.

3.4.2.C. Elección de la viga carril.

La viga carril recibe los esfuerzos de la grúa así como su propio peso más el del raíl de rodadura. La viga carril se proyectará como una viga multiapoyada; los esfuerzos de un puente grúa son dos cargas concentradas iguales y móviles, una por cada rueda.

Los momentos máximos que generan dos cargas iguales y móviles vienen definidos en la tabla de la página 46 del libro “El Proyectista de Estructuras metálicas” de R. Nonnast (**Figura 36**) según los siguientes valores:



$\frac{l_2}{l}$	Mf_B		Mf_C		Mf_D		Mf_E		Reacciones en los apoyos	
	l_1	Mf_B	l'_1	Mf_C	l_1	Mf_D	l'_1	Mf_E	A	B = C
0	0,578·1	0,206·P·1	0,616·1	0,172·P·1	0,437·1	0,409·P·1	0,495·1	0,345·P·1	2,000·P	2,013·P
0,05	0,552·1	0,206·P·1	0,590·1	0,172·P·1	0,417·1	0,396·P·1	0,489·1	0,321·P·1	1,937·P	2,011·P
0,10	0,525·1	0,204·P·1	0,563·1	0,171·P·1	0,407·1	0,364·P·1	0,484·1	0,299·P·1	1,874·P	2,004·P
0,15	0,497·1	0,201·P·1	0,534·1	0,168·P·1	0,398·1	0,343·P·1	0,479·1	0,279·P·1	1,811·P	1,994·P
0,20	0,469·1	0,197·P·1	0,504·1	0,164·P·1	0,389·1	0,323·P·1	0,474·1	0,261·P·1	1,749·P	1,979·P
0,25	0,439·1	0,192·P·1	0,472·1	0,159·P·1	0,380·1	0,304·P·1	0,470·1	0,243·P·1	1,687·P	1,961·P
0,30	0,408·1	0,186·P·1	0,438·1	0,153·P·1	0,372·1	0,287·P·1	0,466·1	0,226·P·1	1,627·P	1,937·P
0,35	0,375·1	0,179·P·1	0,402·1	0,147·P·1	0,366·1	0,271·P·1	0,462·1	0,212·P·1	1,568·P	1,911·P
0,40	0,342·1	0,170·P·1	0,365·1	0,139·P·1	0,361·1	0,256·P·1	0,458·1	0,200·P·1	1,510·P	1,881·P
0,45	0,307·1	0,161·P·1	0,323·1	0,131·P·1	0,357·1	0,242·P·1	0,455·1	0,190·P·1	1,454·P	1,847·P
0,50	0,275·1	0,160·P·1	0,281·1	0,123·P·1	0,351·1	0,229·P·1	0,453·1	0,180·P·1	1,399·P	1,810·P
0,55	0,200·1	0,167·P·1	0,239·1	0,115·P·1	0,345·1	0,218·P·1	0,450·1	0,172·P·1	1,347·P	1,771·P
0,60	0,675·1	0,172·P·1	0,698·1	0,164·P·1	0,348·1	0,208·P·1	0,408·1	0,165·P·1	1,297·P	1,728·P
0,65	0,651·1	0,176·P·1	0,674·1	0,168·P·1	0,350·1	0,199·P·1	0,409·1	0,159·P·1	1,249·P	1,683·P
0,70	0,627·1	0,180·P·1	0,648·1	0,170·P·1	0,354·1	0,191·P·1	0,410·1	0,155·P·1	1,204·P	1,633·P
0,75	0,603·1	0,181·P·1	0,623·1	0,172·P·1	0,357·1	0,185·P·1	0,411·1	0,151·P·1	1,162·P	1,583·P
0,80	0,579·1	0,182·P·1	0,598·1	0,171·P·1	0,361·1	0,180·P·1	0,413·1	0,148·P·1	1,123·P	1,529·P
0,85	0,556·1	0,181·P·1	0,574·1	0,170·P·1	0,368·1	0,177·P·1	0,414·1	0,146·P·1	1,087·P	1,474·P
0,90	0,532·1	0,180·P·1	0,549·1	0,167·P·1	0,374·1	0,174·P·1	0,416·1	0,145·P·1	1,054·P	1,417·P
0,95	0,517·1	0,178·P·1	0,524·1	0,164·P·1	0,386·1	0,173·P·1	0,418·1	0,145·P·1	1,025·P	1,358·P
1,00	0,487·1	0,174·P·1	0,499·1	0,159·P·1	0,392·1	0,173·P·1	0,420·1	0,145·P·1	1,000·P	1,297·P

Figura 36

- Distancia entre ejes de las ruedas: $R = l_2 = 3.250 \text{ mm}$
- Distancia entre apoyos de la viga carril: $l = 5000 \text{ mm}$

$$\frac{l_2}{l} = \frac{3250}{5000} = 0,65$$

Para una relación $\frac{l_2}{l} = 0,65$ el momento máximo producido por el puente grúa sobre la viga carril viene determinado por la siguiente expresión: $M_{\text{máx}} = 0,199 \cdot P \cdot L$; se genera flexión en los dos ejes de la viga carril pues existen fuerzas actuando en ambos ejes.

$$M_{x,\text{máx}} = 0,199 \cdot R_{\text{máx}} \cdot L = 0,199 \cdot 61,428 \cdot 5 = 61,121 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{y,m\acute{a}x} = 0,199 \cdot H_{trans} \cdot L = 0,199 \cdot 1,1136 \cdot 5 = 1,108 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

A estos momentos, los que genera el puente grúa sobre la viga carril, hay que añadir el momento producido por los pesos propios de la viga carril y del carril de rodadura:

$$M_x = M_{x,max} + M_x^{Pp}$$

Siendo dicho momento: $M_x^{Pp} = 1/8 \cdot q \cdot L^2$; en donde “q” es la carga linealmente distribuida debida a los pesos propios.

Elegido el raíl, falta determinar el perfil que compondrá la viga sobre la que irá unida el raíl de rodadura de forma que el conjunto forma lo que se denomina viga carril.

Se elige un perfil laminado: **HEB 260**, cuya longitud de ala es $b = 260$ mm de forma que puede albergar el carril cuya longitud en la base es de $F_1 = 150$ mm. El peso del perfil es de $0,9124$ kN/m.

El peso del conjunto viga + carril es: $0,9124 + 0,314 = 1,23$ kN/m; lo que genera un momento flector de: $M_x^{Pp} = 1/8 \cdot q \cdot L^2 = \frac{1}{8} \cdot 1,23 \cdot 5^2 = 3,85$ kN · m

3.4.3. COMBINACIÓN Y MAYORACIÓN DE ACCIONES.

Sobre la viga carril actúan momentos debidos a cargas permanentes (M_x^{Pp}) y momentos debidos a cargas móviles ($M_{x,m\acute{a}x}$. y $M_{y,m\acute{a}x}$.), luego las combinaciones y coeficientes de mayoración son los siguientes:

$$\text{➤ } M_x = 1,35 \cdot M_x^{Pp} + 1,5 \cdot M_{x,m\acute{a}x} = 1,35 \cdot 3,85 + 1,5 \cdot 61,121 = 96,88 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{➤ } M_y = 1,5 \cdot M_{y,m\acute{a}x} = 1,5 \cdot 1,108 = 1,662 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

3.4.4. COMPROBACIÓN DE LA VIGA CARRIL.

La viga carril es un perfil conformado en acero estructural S 275 JR de tensión máxima admisible de: $\sigma_{adm.} = 275.000 \text{ kN/m}^2$. Las comprobaciones a realizar son, en este caso, de dos tipos:

1. A resistencia: verificando que se cumple: $\sigma_{cálculo} < \sigma_{adm}$
2. A deformada: verificando que se cumple: $f_{cálculo} < f_{adm}$

3.4.4.A. Comprobación a resistencia.

Se trata de comprobar que se cumple: $\sigma_{cálculo} < \sigma_{adm}$ siendo:

$$\sigma_{cálculo} = \sigma_{máx} = \frac{M_{x,máx}}{W_{xx}} + \frac{M_{y,máx}}{W_{yy}}$$

σ_{adm} = el límite elástico nominal de la correa. Lo minoraremos según DB-SE-A:

$$\gamma_{M1} = 1,05 \quad \text{Coeficiente parcial de seguridad relativo a los fenómenos de inestabilidad.}$$

$$\text{Por lo tanto } \sigma_{adm} = \frac{275.000}{1,05} = 261.904,76 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Datos del perfil HEB 260: } \begin{aligned} W_{xx} &= 1,15 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3 \\ W_{yy} &= 3,95 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\sigma_{cálculo} = \sigma_{máx} = \frac{96,880}{1,15 \cdot 10^{-3}} + \frac{1,662}{3,95 \cdot 10^{-4}} = 88.451,1 \text{ kN/m}^2$$

Luego, se tiene: $\sigma_{\text{máx}} = 88.451,1 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{\text{adm}} = 261.904,76 \text{ kN/m}^2$

El perfil elegido **cumple a resistencia.**

3.4.4.B. Comprobación a deformada.

La comprobación a deformada se realiza utilizando las cargas sin mayorar. En las vigas carril la flecha máxima admisible viene dada por:

$$L/1000 = 0.5 \text{ cm en horizontal}$$

$$L/750 = 0.667 \text{ cm en vertical.}$$

Comprobaciones realizadas con CESPLA

En vertical:

$$\text{Flecha} = 0.55 \text{ cm} < 0.667 \text{ cm} \Rightarrow \text{AGUANTA}$$

En horizontal:

$$\text{Flecha} = 0,028 \text{ cm} < 0.5 \text{ cm} \Rightarrow \text{AGUANTA}$$

Queda demostrado que el perfil HEB 260 cumple con todos los requerimientos en las situaciones pésimas. Por tanto se adopta dicho perfil, HEB 260, para vigas carril junto con el raíl del tipo $K_s=32$.

3.5. CÁLCULO DE LA MÉNSULA.

3.5.1. DATOS INICIALES.

Para realizar el cálculo de la ménsula, que servirá de apoyo a la viga carril, se parte de los siguientes datos iniciales:

- Distancia del eje de la viga carril al ala del pilar: $e_1 = 200 \text{ mm} = e_{\min}$
- Longitud de la ménsula: $b \cdot h = 350 \text{ mm}$, de forma que la distancia desde el alma de la viga carril al borde de la ménsula ($b \cdot h - e_1$) sea $\leq 150 \text{ mm}$.

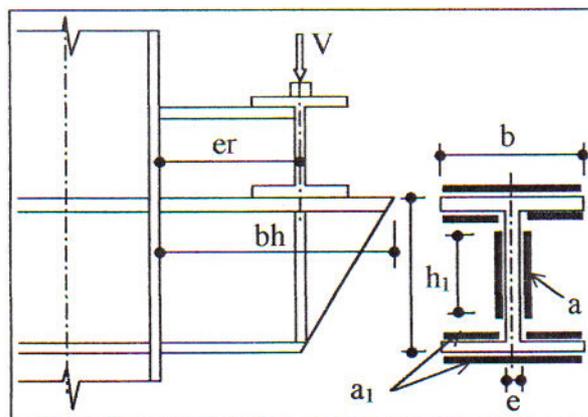


Figura 37

Se adopta inicialmente como ménsula un perfil inferior al elegido finalmente, dicho perfil es el mínimo que nos cumple las sollicitaciones de calculo, pero a la hora de diseñar la nave, en la unión ménsula-pilar, también esta unida una viga riostra de perfil IPE 80, y por lo tanto por efectos de diseño tomaremos un perfil mayor, en este caso tomamos finalmente un perfil HEB 200.

Posteriormente, en el cálculo de la estructura, se verá que el perfil empleado en los pilares es mayor de un HEB 200 para que no presente problemas a la hora de soldar la ménsula. En la unión de la ménsula con el pilar.

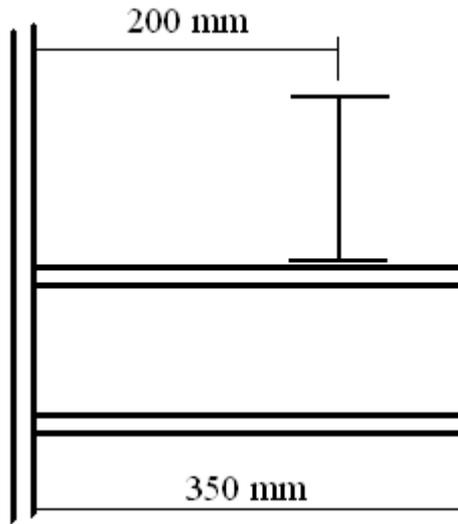


Figura 38

Los esfuerzos que va a recibir cada ménsula serán:

- Cargas verticales: el peso propio de la viga carril, viga + raíl, (q_{vc}), el peso de la propia ménsula (q_m) y la reacción vertical (R_{max}) de la grúa. Todas ellas ocasionarán flexión en el plano vertical.
- Cargas horizontales: la reacción debida al frenado del polipasto (H_{trans}), en el caso más desfavorable el puente se sitúa justo sobre la ménsula, ésta ocasionará compresión en la ménsula. También recibe la reacción debida al frenado del puente (H_{long}), ocasionará flexión en el plano horizontal.

3.5.2. SOLICITACIONES SOBRE LA MÉNSULA.

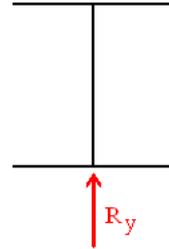
- **Reacción vertical:**

$$R_y = q_{vc} + q_m + R_{m\acute{a}x}$$

$$q_{vc} = (0,9124 + 0,314) \cdot 5 \text{ m} = 6,132 \text{ kN}$$

$$q_m = 0,6014 \cdot 0,35 \text{ m} = 0,2105 \text{ kN}$$

$$R_{m\acute{a}x} = 35,61 \text{ kN}$$



Combinación y mayoración:

$$R_y^* = 1,35 \cdot (q_{vc} + q_m) + 1,5 \cdot R_{m\acute{a}x} = 1,35 \cdot (6,132 + 0,2105) + 1,5 \cdot 35,61 = 62,001 \text{ kN}$$

Momento de cálculo:

El punto más crítico se produce en la unión de la ménsula con el pilar, ya que la ménsula se comporta como una viga en voladizo. Por lo tanto en este punto será donde se produzca el momento flector de máximo valor:

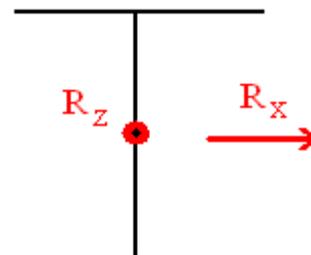
$$M_x^* = R_y^* \cdot 0,2 \text{ m} = 62,001 \cdot 0,2 \text{ m} = 12,5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- **Reacción horizontal:**

$$R_x = H_{long} = 0,93 \text{ kN.}$$

$$R_z = H_{trans} = 1,1136 \text{ kN.}$$

Combinación y mayoración:



$$R_x^* = 1,5 \cdot R_x = 1,5 \cdot 0,93 = 1,395 \text{ kN.}$$

$$R_z^* = N^* = 1,5 \cdot R_z = 1,5 \cdot 1,1136 = 1,67 \text{ kN.}$$

Momento de cálculo:

$$M_y^* = R_x^* \cdot 0,2 \text{ m} = 1,395 \cdot 0,2 \text{ m} = 0,28 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

3.5.3. COMPROBACIÓN DE LA MÉNSULA.

3.5.3.A. Comprobación a Resistencia.

La ménsula es un perfil **HEB 200** laminado en acero S 275 JR con $\sigma_{adm} = 275.000 \text{ kN/m}^2$, donde σ_{adm} lo minoraremos según DB-SE-A:

$\gamma_{M1} = 1,05$ Coeficiente parcial de seguridad relativo a los fenómenos de inestabilidad.

$$\text{Por lo tanto } \sigma_{adm} = \frac{275.000}{1,05} = 261.904,76 \text{ kN/m}^2$$

La tensión axial máxima en la ménsula será:

$$\sigma^* = \frac{N^*}{A} + \frac{M_x^*}{W_x} + \frac{M_y^*}{W_y} ;$$

Siendo, para un HEB 200: $A = 7,81 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$

$$W_x = 5,7 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$W_y = 2 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\sigma^* = \frac{1,67}{7,81 \cdot 10^{-3}} + \frac{12,5}{5,7 \cdot 10^{-4}} + \frac{0,28}{2 \cdot 10^{-4}} = 23.543,653 \text{ kN/m}^2 < 261,904,76 \text{ kN/m}^2$$

El perfil elegido cumple a resistencia.

3.5.3.B. Comprobación a Cortante.

La tensión cortante admisible es: $\tau_{adm} = \frac{\sigma_{adm}}{2} = \frac{261.904,76}{2} = 130.952,4 \text{ kN/m}^2$. Mientras

que la tensión cortante máxima en la ménsula será:

$$\tau^* = \frac{V \cdot Q}{b \cdot I_{LN}} ;$$

Siendo:

$$V = R_y^* = 12,5 \text{ kN}$$

$$Q = (A_1) \cdot y_1 + (A_2) \cdot y_2 = 3000 \cdot 92,5 + 765 \cdot 42,5 = 310012,5 \text{ mm}^3$$

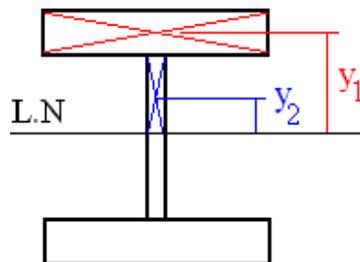


Figura 39

$b = e = 9 \text{ mm}$ (espesor del alma, fibra más desfavorable)

$$I_{LN} = I_x = 5696 \text{ cm}^4$$

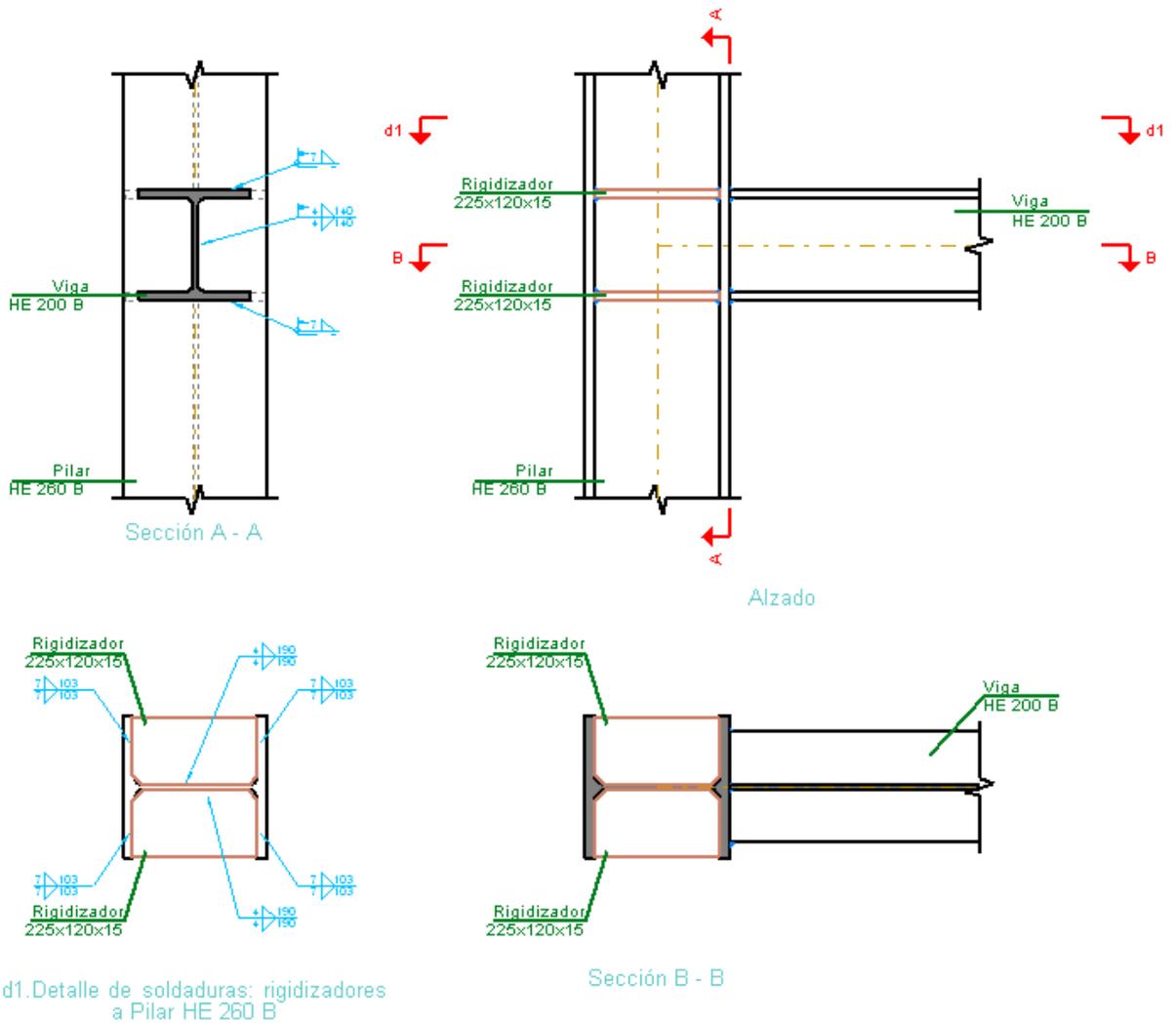
$$\tau^* = \frac{62,001 \cdot 310012,5}{9 \cdot 56960000} = 37.500 \text{ kN/m}^2 < 130.952,4 \text{ kN/m}^2$$

El perfil elegido cumple a cortante.

Nota: No es necesario comprobar la deformada pues se trata de una ménsula corta y no tiene sentido pues es mucho más restrictivo el cálculo a resistencia. Por otro lado, siempre que actúa una fuerza de compresión es necesario hacer una comprobación a pandeo pero, nuevamente, la longitud de la ménsula y el valor relativamente pequeño de la fuerza de compresión hacen innecesario tal comprobación.

3.5.3.C. Comprobación de las soldaduras.

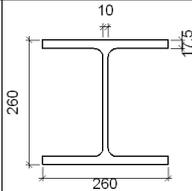
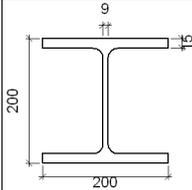
Para calcular las uniones entre perfiles se ha empleado el programa Cype. Las uniones de las vigas se han diseñado **acarteladas**. Para realizar la unión viga-pilar se utilizarán unas placas de acero tipo S-275 denominadas placas de testa. Cada placa va soldada por ambas caras a las vigas y a las cartelas conformando una **unión rígida**. Asimismo se dispondrán de rigidizadores en la unión de las cartelas con las vigas. Todo esto se detalla en la siguiente imagen:

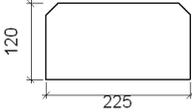


A continuación se procede a hacer la comprobación de todas las soldaduras:

- Comprobación de soldaduras:

b) Descripción de los componentes de la unión

Perfiles									
Pieza	Descripción	Geometría					Acero		
		Esquema	Canto total (mm)	Ancho del ala (mm)	Espesor del ala (mm)	Espesor del alma (mm)	Tipo	f_v (MPa)	f_u (MPa)
Pilar	HE 260 B		260	260	17.5	10	S275	275.0	430.0
Viga	HE 200 B		200	200	15	9	S275	275.0	430.0

Elementos complementarios							
Pieza	Geometría				Acero		
	Esquema	Ancho (mm)	Canto (mm)	Espesor (mm)	Tipo	f_v (MPa)	f_u (MPa)
Rigidizador		225	120	15	S275	275.0	430.0

c) Comprobación

1) Pilar HE 260 B

Comprobaciones de resistencia					
Componente	Comprobación	Unidades	Pésimo	Resistente	Aprov. (%)
Panel	Esbeltez	-	22.50	64.71	34.77
	Cortante	kN	23.166	353.833	6.55
Ala	Cortante	MPa	96.469	261.905	36.83

Soldaduras en ángulo									
Descripción	a (mm)	Tensión de Von Mises				Tensión normal		f_u (MPa)	β_w
		σ_{\perp} (MPa)	τ_{\perp} (MPa)	$\tau_{//}$ (MPa)	Valor (MPa)	Aprov. (%)	σ_{\perp} (MPa)		

Soldaduras en ángulo										
Descripción	a (mm)	Tensión de Von Mises					Tensión normal		f _u (MPa)	β _w
		σ _⊥ (MPa)	τ _⊥ (MPa)	τ _{//} (MPa)	Valor (MPa)	Aprov. (%)	σ _⊥ (MPa)	Aprov. (%)		
Soldadura del rigidizador superior a las alas	7	5.3	5.3	0.4	10.6	2.61	5.3	1.53	430.0	0.85
Soldadura del rigidizador superior al alma	4	0.0	0.0	6.5	11.3	2.80	0.0	0.00	430.0	0.85
Soldadura del rigidizador inferior a las alas	7	5.3	5.3	0.4	10.6	2.61	5.3	1.53	430.0	0.85
Soldadura del rigidizador inferior al alma	4	0.0	0.0	6.5	11.3	2.80	0.0	0.00	430.0	0.85
Soldadura del rigidizador superior a las alas	7	4.9	4.9	0.4	9.9	2.45	4.9	1.44	430.0	0.85
Soldadura del rigidizador superior al alma	4	0.0	0.0	6.1	10.6	2.62	0.0	0.00	430.0	0.85
Soldadura del rigidizador inferior a las alas	7	4.9	4.9	0.4	9.9	2.45	4.9	1.44	430.0	0.85
Soldadura del rigidizador inferior al alma	4	0.0	0.0	6.1	10.6	2.62	0.0	0.00	430.0	0.85

2) Viga HE 200 B

Soldaduras en ángulo										
Descripción	a (mm)	Tensión de Von Mises					Tensión normal		f _u (MPa)	β _w
		σ _⊥ (MPa)	τ _⊥ (MPa)	τ _{//} (MPa)	Valor (MPa)	Aprov. (%)	σ _⊥ (MPa)	Aprov. (%)		
Soldadura del ala superior	7	7.0	7.0	0.2	14.0	3.47	7.0	2.04	430.0	0.85
Soldadura del alma	4	4.6	4.6	50.8	88.5	21.87	4.6	1.33	430.0	0.85
Soldadura del ala inferior	7	7.0	7.0	0.2	14.0	3.47	7.0	2.04	430.0	0.85

d) Medición

Soldaduras				
f _u (MPa)	Ejecución	Tipo	Espesor de garganta (mm)	Longitud de cordones (mm)
430.0	En taller	En ángulo	4	1520
			7	1640
	En el lugar de montaje	En ángulo	4	280
			7	782

3.6. CÁLCULO DE LA ESCALERA.

3.6.1. DESCRIPCIÓN DE LA ESCALERA.

El cálculo se llevará a cabo teniendo en cuenta las especificaciones dadas en el “Real Decreto 486/1997 por el que se establecen las disposiciones mínimas de seguridad y salud en los lugares de trabajo”. Las condiciones que cumplirá la escalera conforme a esta Ordenanza están recogidas en su Anexo 1, apartado 7, titulado “Rampas, escaleras fijas y de servicio”.

La escalera estará constituida por perfiles de acero laminado S 275 JR y la podemos clasificar en la tipología de zanca para escalera de dos tramos con meseta intermedia, tal y como indica la siguiente figura, las vigas serán perfiles IPE 240, y el pilar será perfil HEB 100:

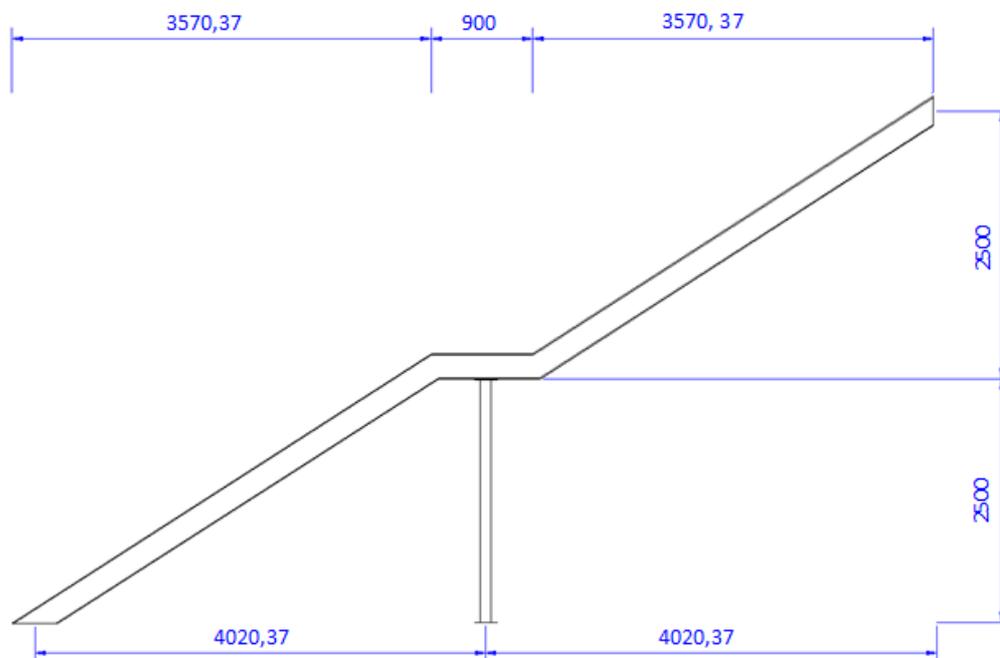
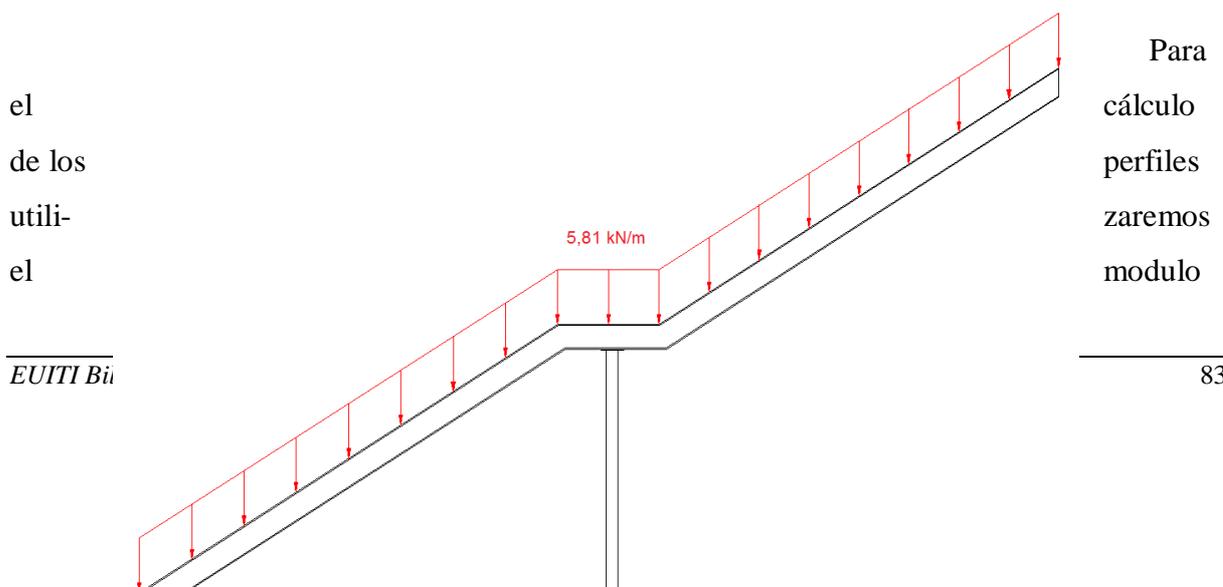


Figura 40

Las cargas actuantes sobre el perfil de la escalera, será la correspondiente, al peso propio de los perfiles, a la sobre carga de uso de la escalera, al peso de los escalones que en este caso se tratan de tablonos de madera de 1 m de anchura debidamente tratados para éstos casos, y el peso propio de la barandilla que se utilizara para la seguridad de dicha escalera.

Tipo de Carga	Peso Sup.	Zona de Fluencia	q	ϕ	q*
P.P IPE-240			0,301 kN/m	1,35	0,407 kN/m
P.P Escalones	0,52 kN/m ²	1 m	0,52 kN/m	1,35	0,702 kN/m
Peso barandilla			0,148 kN/m	1,35	0,2 kN/m
S.U	3 kN/m ²	1 m	3 kN/m	1,50	4,5 kN/m
TOTAL					5,81 kN/m



METAL 3D, del programa de cálculo Cypecad introduciendo los valores de las cargas sobre la estructura de la escalera:

Figura 41

3.6.2. CÁLCULO DE LAS VIGAS.

Perfil: IPE 240 Material: Acero (S275)						
Nudos	Longitud (m)		Características mecánicas			
	Inicial	Final	Área (cm ²)	I _y ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _z ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _t ⁽²⁾ (cm ⁴)
N1	N3	4.358	39.10	3892.00	283.60	12.88
Notas: (1) Inercia respecto al eje indicado (2) Momento de inercia a torsión uniforme						
	Pandeo		Pandeo lateral			
	Plano XY	Plano XZ	Ala sup.	Ala inf.		
β	1.00	1.00	0.00	0.00		
L _K	4.358	4.358	0.000	0.000		
C _m	1.000	1.000	1.000	1.000		
C ₁	-		1.000			
Notación: β : Coeficiente de pandeo L _K : Longitud de pandeo (m) C _m : Coeficiente de momentos C ₁ : Factor de modificación para el momento crítico						

Limitación de esbeltez (CTE DB SE-A, Artículos 6.3.1 y 6.3.2.1 - Tabla 6.3)

La esbeltez reducida $\bar{\lambda}$ de las barras comprimidas debe ser inferior al valor 2.0.

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}}$$

$$\bar{\lambda} : \underline{1.86} \quad \checkmark$$

Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos comprimidos de una sección.

$$\text{Clase} : \underline{3}$$

A: Área de la sección bruta para las secciones de clase 1, 2 y 3.

$$A : \underline{39.10} \text{ cm}^2$$

f_y: Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : \underline{275.00} \text{ MPa}$$

N_{cr}: Axil crítico de pandeo elástico.

$$N_{cr} : \underline{309.45} \text{ kN}$$

El axil crítico de pandeo elástico **N_{cr}** es el menor de los valores obtenidos en a), b) y c):

a) Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Y.

$$N_{cr,y} : \underline{4246.73} \text{ kN}$$

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{L_{ky}^2}$$

b) Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Z.

$$N_{cr,z} : \underline{309.45} \text{ kN}$$

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L_{kz}^2}$$

c) Axil crítico elástico de pandeo por torsión.

$$N_{cr,T} : \underline{\infty}$$

$$N_{cr,T} = \frac{1}{i_0^2} \cdot \left[G \cdot I_t + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_w}{L_{kt}^2} \right]$$

Donde:

I_y: Momento de inercia de la sección bruta, respecto al eje Y.

$$I_y : \underline{3892.00} \text{ cm}^4$$

I_z: Momento de inercia de la sección bruta, respecto al eje Z.

$$I_z : \underline{283.60} \text{ cm}^4$$

I_t: Momento de inercia a torsión uniforme.

$$I_t : \underline{12.88} \text{ cm}^4$$

I_w: Constante de alabeo de la sección.

$$I_w : \underline{37390.00} \text{ cm}^6$$

E: Módulo de elasticidad.

$$E : \underline{210000} \text{ MPa}$$

G: Módulo de elasticidad transversal.

$$G : \underline{81000} \text{ MPa}$$

L_{ky}: Longitud efectiva de pandeo por flexión, respecto al eje Y.

$$L_{ky} : \underline{4.358} \text{ m}$$

L_{kz}: Longitud efectiva de pandeo por flexión, respecto al eje Z.

$$L_{kz} : \underline{4.358} \text{ m}$$

L_{kt}: Longitud efectiva de pandeo por torsión.

$$L_{kt} : \underline{0.000} \text{ m}$$

i₀: Radio de giro polar de la sección bruta, respecto al centro de torsión.

$$i_0 : \underline{10.33} \text{ cm}$$

$$i_0 = (i_y^2 + i_z^2 + y_0^2 + z_0^2)^{0.5}$$

Siendo:

$$i_y, i_z : \text{Radios de giro de la sección bruta, } i_y : \underline{9.98} \text{ cm}$$

respecto a los ejes principales de inercia Y y Z.

y_0 , z_0 : Coordenadas del centro de torsión en la dirección de los ejes principales Y y Z, respectivamente, relativas al centro de gravedad de la sección.

$$\begin{aligned} i_z &: \underline{2.69} \text{ cm} \\ y_0 &: \underline{0.00} \text{ mm} \\ z_0 &: \underline{0.00} \text{ mm} \end{aligned}$$

Abolladura del alma inducida por el ala comprimida (Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: Eurocódigo 3 EN 1993-1-5: 2006, Artículo 8)

Se debe satisfacer:

$$\frac{h_w}{t_w} \leq k \frac{E}{f_{yf}} \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc,ef}}}$$

$$35.55 \leq 246.95 \quad \checkmark$$

Donde:

h_w : Altura del alma.

t_w : Espesor del alma.

A_w : Área del alma.

$A_{fc,ef}$: Área reducida del ala comprimida.

k : Coeficiente que depende de la clase de la sección.

E : Módulo de elasticidad.

f_{yf} : Límite elástico del acero del ala comprimida.

Siendo:

$$f_{yf} = f_y$$

$$\begin{aligned} h_w &: \underline{220.40} \text{ mm} \\ t_w &: \underline{6.20} \text{ mm} \\ A_w &: \underline{13.66} \text{ cm}^2 \\ A_{fc,ef} &: \underline{11.76} \text{ cm}^2 \\ k &: \underline{0.30} \\ E &: \underline{210000} \text{ MPa} \\ f_{yf} &: \underline{275.00} \text{ MPa} \end{aligned}$$

Resistencia a tracción (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.3)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{t,Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.001} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N3, para la combinación de acciones 1.35·PP.

$N_{t,Ed}$: Axil de tracción solicitante de cálculo pésimo.

$$N_{t,Ed} : \underline{0.60} \text{ kN}$$

La resistencia de cálculo a tracción $N_{t,Rd}$ viene dada por:

$$N_{t,Rd} = A \cdot f_{yd}$$

$$N_{t,Rd} : \underline{1024.05} \text{ kN}$$

Donde:

A: Área bruta de la sección transversal de la barra.

$$A : \underline{39.10} \text{ cm}^2$$

f_{yd}: Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{261.90} \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{Mo}$$

Siendo:

f_y: Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : \underline{275.00} \text{ MPa}$$

γ_{Mo}: Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{Mo} : \underline{1.05}$$

Resistencia a compresión (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.5)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1$$

$$\eta < \underline{0.001} \quad \checkmark$$

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.002} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N1, para la combinación de acciones 1.35-PP.

N_{c,Ed}: Axil de compresión solicitante de cálculo pésimo.

$$N_{c,Ed} : \underline{0.41} \text{ kN}$$

La resistencia de cálculo a compresión **N_{c,Rd}** viene dada por:

$$N_{c,Rd} = A \cdot f_{yd}$$

$$N_{c,Rd} : \underline{1024.05} \text{ kN}$$

Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos comprimidos de una sección.

$$\text{Clase} : \underline{3}$$

A: Área de la sección bruta para las secciones de clase 1, 2 y 3.

$$A : \underline{39.10} \text{ cm}^2$$

f_{yd}: Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{261.90} \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{Mo}$$

Siendo:

f_y: Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : \underline{275.00} \text{ MPa}$$

γ_{Mo}: Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{Mo} : \underline{1.05}$$

Resistencia a pandeo: (CTE DB SE-A, Artículo 6.3.2)

La resistencia de cálculo a pandeo $N_{b,Rd}$ en una barra comprimida viene dada por:

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_{yd}$$

$$N_{b,Rd} : \underline{242.87} \text{ kN}$$

Donde:

A: Área de la sección bruta para las secciones de clase 1, 2 y 3.

$$A : \underline{39.10} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{261.90} \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{M1}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : \underline{275.00} \text{ MPa}$$

γ_{M1} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M1} : \underline{1.05}$$

χ : Coeficiente de reducción por pandeo.

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - (\bar{\lambda})^2}} \leq 1$$

$$\chi_y : \underline{0.92}$$

$$\chi_z : \underline{0.24}$$

Siendo:

$$\Phi = 0.5 \cdot \left[1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0.2) + (\bar{\lambda})^2 \right]$$

$$\phi_y : \underline{0.66}$$

$$\phi_z : \underline{2.52}$$

α : Coeficiente de imperfección elástica.

$$\alpha_y : \underline{0.21}$$

$$\alpha_z : \underline{0.34}$$

$\bar{\lambda}$: Esbeltez reducida.

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}}$$

$$\bar{\lambda}_y : \underline{0.50}$$

$$\bar{\lambda}_z : \underline{1.86}$$

N_{cr} : Axil crítico elástico de pandeo, obtenido como el menor de los siguientes valores:

$$N_{cr} : \underline{309.45} \text{ kN}$$

$N_{cr,y}$: Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Y.

$$N_{cr,y} : \underline{4246.73} \text{ kN}$$

$N_{cr,z}$: Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Z.

$$N_{cr,z} : \underline{309.45} \text{ kN}$$

$N_{cr,T}$: Axil crítico elástico de pandeo por torsión.

$$N_{cr,T} : \underline{\infty}$$

Resistencia a flexión eje Y (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.6)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.006} \checkmark$$

Para flexión positiva:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en un punto situado a una distancia de 1.907 m del nudo N1, para la combinación de acciones 1.35·PP.

M_{Ed}^+ : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$$M_{Ed}^+ : \underline{0.56} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Para flexión negativa:

M_{Ed}^- : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$$M_{Ed}^- : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

El momento flector resistente de cálculo $M_{c,Rd}$ viene dado por:

$$M_{c,Rd} = W_{pl,y} \cdot f_{yd}$$

$$M_{c,Rd} : \underline{96.01} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos de una sección a flexión simple.

$$\text{Clase} : \underline{1}$$

$W_{pl,y}$: Módulo resistente plástico correspondiente a la fibra con mayor tensión, para las secciones de clase 1 y 2.

$$W_{pl,y} : \underline{366.60} \text{ cm}^3$$

f_{vd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{vd} : \underline{261.90} \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{Mo}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : \underline{275.00} \text{ MPa}$$

γ_{Mo} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{Mo} : \underline{1.05}$$

Resistencia a pandeo lateral: (CTE DB SE-A, Artículo 6.3.3.2)

No procede, dado que las longitudes de pandeo lateral son nulas.

Resistencia a flexión eje Z (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.6)

La comprobación no procede, ya que no hay momento flector.

Resistencia a corte Z (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.4)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.004} \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N3, para la combinación de acciones 1.35·PP.

V_{Ed} : Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

$$V_{Ed} : \underline{0.84} \text{ kN}$$

El esfuerzo cortante resistente de cálculo $V_{c,Rd}$ viene dado por:

$$V_{c,Rd} = A_v \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}} \quad V_{c,Rd} : \underline{225.00} \text{ kN}$$

Donde:

A_v : Área transversal a cortante. $A_v : \underline{14.88} \text{ cm}^2$

$$A_v = h \cdot t_w$$

Siendo:

h : Canto de la sección. $h : \underline{240.00} \text{ mm}$

t_w : Espesor del alma. $t_w : \underline{6.20} \text{ mm}$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero. $f_{yd} : \underline{261.90} \text{ MPa}$

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{Mo}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1) $f_y : \underline{275.00} \text{ MPa}$

γ_{Mo} : Coeficiente parcial de seguridad del material. $\gamma_{Mo} : \underline{1.05}$

Abolladura por cortante del alma: (CTE DB SE-A, Artículo 6.3.3.4)

Aunque no se han dispuesto rigidizadores transversales, no es necesario comprobar la resistencia a la abolladura del alma, puesto que se cumple:

$$\frac{d}{t_w} < 70 \cdot \varepsilon \quad 35.55 < 64.71 \quad \checkmark$$

Donde:

λ_w : Esbeltez del alma. $\lambda_w : \underline{35.55}$

$$\lambda_w = \frac{d}{t_w}$$

$\lambda_{m\acute{a}x}$: Esbeltez máxima. $\lambda_{m\acute{a}x} : \underline{64.71}$

$$\lambda_{m\acute{a}x} = 70 \cdot \varepsilon$$

ε : Factor de reducción. $\varepsilon : \underline{0.92}$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{f_{ref}}{f_y}}$$

Siendo:

f_{ref} : Límite elástico de referencia. $f_{ref} : \underline{235.00} \text{ MPa}$

f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1) $f_y : \underline{275.00} \text{ MPa}$

Resistencia a corte Y (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.4)

La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.

Resistencia a momento flector Y y fuerza cortante Z combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No es necesario reducir la resistencia de cálculo a flexión, ya que el esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_{Ed} no es superior al 50% de la resistencia de cálculo a cortante $V_{c,Rd}$.

$$V_{Ed} \leq \frac{V_{c,Rd}}{2}$$

$$0.52 \text{ kN} \leq 112.50 \text{ kN} \quad \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en un punto situado a una distancia de 0.272 m del nudo N1, para la combinación de acciones 1.35-PP.

V_{Ed} : Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

$$V_{Ed} : \underline{0.52} \text{ kN}$$

$V_{c,Rd}$: Esfuerzo cortante resistente de cálculo.

$$V_{c,Rd} : \underline{225.00} \text{ kN}$$

Resistencia a momento flector Z y fuerza cortante Y combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No hay interacción entre momento flector y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Resistencia a flexión y axil combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{t,Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,Rd,y}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,Rd,z}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.006} \quad \checkmark$$

$$\eta = \frac{M_{ef,Ed}}{M_{b,Rd,y}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,Rd,z}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.005} \quad \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en el nudo N3, para la combinación de acciones 1.35-PP.

Donde:

$N_{t,Ed}$: Axil de tracción solicitante de cálculo pésimo.

$$N_{t,Ed} : \underline{0.60} \text{ kN}$$

$M_{y,Ed}$, $M_{z,Ed}$: Momentos flectores solicitantes de cálculo pésimos, según los ejes Y y Z, respectivamente.

$$M_{y,Ed}^- : \underline{0.51} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{z,Ed}^+ : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de sus elementos planos, para axil y flexión simple.

Clase : 1

N_{pl,Rd}: Resistencia a tracción.

N_{pl,Rd} : 1024.05 kN

M_{pl,Rd,y}, M_{pl,Rd,z}: Resistencia a flexión de la sección bruta en condiciones plásticas, respecto a los ejes Y y Z, respectivamente.

M_{pl,Rd,y} : 96.01 kN·m

M_{pl,Rd,z} : 19.36 kN·m

Resistencia a pandeo: (CTE DB SE-A, Artículo 6.3.4.1)

M_{ef,Ed}: Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

M_{ef,Ed} : -0.46 kN·m

$$M_{ef,Ed} = W_{y,com} \cdot \sigma_{com,Ed}$$

Siendo:

σ_{com,Ed}: Tensión combinada en la fibra extrema comprimida.

σ_{com,Ed} : 1.27 MPa

$$\sigma_{com,Ed} = \frac{M_{y,Ed}}{W_{y,com}} - 0.8 \cdot \frac{N_{t,Ed}}{A}$$

W_{y,com}: Módulo resistente de la sección referido a la fibra extrema comprimida, alrededor del eje Y.

W_{y,com} : 366.60 cm³

A: Área de la sección bruta.

A : 39.10 cm²

M_{b,Rd,y}: Momento flector resistente de cálculo.

M_{b,Rd,y} : 96.01 kN·m

Resistencia a flexión, axil y cortante combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No es necesario reducir las resistencias de cálculo a flexión y a axil, ya que se puede ignorar el efecto de abolladura por esfuerzo cortante y, además, el esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo **V_{Ed}** es menor o igual que el 50% del esfuerzo cortante resistente de cálculo **V_{c,Rd}**.

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en un punto situado a una distancia de 0.272 m del nudo N1, para la combinación de acciones 1.35·PP.

$$V_{Ed,z} \leq \frac{V_{c,Rd,z}}{2}$$

0.52 kN ≤ 112.50 kN ✓

Donde:

V_{Ed,z}: Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

V_{Ed,z} : 0.52 kN

V_{c,Rd,z}: Esfuerzo cortante resistente de cálculo.

V_{c,Rd,z} : 225.00 kN

Resistencia a torsión (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.7)

La comprobación no procede, ya que no hay momento torsor.

Resistencia a cortante Z y momento torsor combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No hay interacción entre momento torsor y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Resistencia a cortante Y y momento torsor combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No hay interacción entre momento torsor y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Por lo tanto el perfil **IPE 240**, es correcto.

3.6.3. CÁLCULO DE LOS PILARES.

Perfil: HE 100 B						
Material: Acero (S275)						
Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas			
Inicial	Final		Área (cm ²)	I _y ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _z ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _t ⁽²⁾ (cm ⁴)
N2	N6	2.500	26.00	449.50	167.30	9.25
Notas: ⁽¹⁾ Inercia respecto al eje indicado ⁽²⁾ Momento de inercia a torsión uniforme						
	Pandeo		Pandeo lateral			
	Plano XY	Plano XZ	Ala sup.	Ala inf.		
β	1.00	1.00	0.00	0.00		
L _k	2.500	2.500	0.000	0.000		
C _m	1.000	1.000	1.000	1.000		
C ₁	-		1.000			
Notación: β: Coeficiente de pandeo L _k : Longitud de pandeo (m) C _m : Coeficiente de momentos C ₁ : Factor de modificación para el momento crítico						

Limitación de esbeltez (CTE DB SE-A, Artículos 6.3.1 y 6.3.2.1 - Tabla 6.3)

La esbeltez reducida $\bar{\lambda}$ de las barras comprimidas debe ser inferior al valor 2.0.

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}}$$

$$\bar{\lambda} : \underline{1.14} \quad \checkmark$$

Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos comprimidos de una sección.

$$\text{Clase} : \underline{1}$$

A: Área de la sección bruta para las secciones de clase 1, 2 y 3.

$$A : \underline{26.00} \text{ cm}^2$$

f_y: Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : \underline{275.00} \text{ MPa}$$

N_{cr}: Axil crítico de pandeo elástico.

$$N_{cr} : \underline{554.80} \text{ kN}$$

El axil crítico de pandeo elástico **N_{cr}** es el menor de los valores obtenidos en a), b) y c):

a) Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Y.

$$N_{cr,y} : \underline{1490.63} \text{ kN}$$

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{L_{ky}^2}$$

b) Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Z.

$$N_{cr,z} : \underline{554.80} \text{ kN}$$

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L_{kz}^2}$$

c) Axil crítico elástico de pandeo por torsión.

$$N_{cr,T} : \underline{\infty}$$

$$N_{cr,T} = \frac{1}{i_0^2} \cdot \left[G \cdot I_t + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_w}{L_{kt}^2} \right]$$

Donde:

I_y : Momento de inercia de la sección bruta, respecto al eje Y.

$$I_y : \underline{449.50} \text{ cm}^4$$

I_z : Momento de inercia de la sección bruta, respecto al eje Z.

$$I_z : \underline{167.30} \text{ cm}^4$$

I_t : Momento de inercia a torsión uniforme.

$$I_t : \underline{9.25} \text{ cm}^4$$

I_w : Constante de alabeo de la sección.

$$I_w : \underline{3380.00} \text{ cm}^6$$

E : Módulo de elasticidad.

$$E : \underline{210000} \text{ MPa}$$

G : Módulo de elasticidad transversal.

$$G : \underline{81000} \text{ MPa}$$

L_{ky} : Longitud efectiva de pandeo por flexión, respecto al eje Y.

$$L_{ky} : \underline{2.500} \text{ m}$$

L_{kz} : Longitud efectiva de pandeo por flexión, respecto al eje Z.

$$L_{kz} : \underline{2.500} \text{ m}$$

L_{kt} : Longitud efectiva de pandeo por torsión.

$$L_{kt} : \underline{0.000} \text{ m}$$

i_0 : Radio de giro polar de la sección bruta, respecto al centro de torsión.

$$i_0 : \underline{4.87} \text{ cm}$$

$$i_0 = (i_y^2 + i_z^2 + y_0^2 + z_0^2)^{0.5}$$

Siendo:

i_y , i_z : Radios de giro de la sección bruta, respecto a los ejes principales de inercia Y y Z.

$$i_y : \underline{4.16} \text{ cm}$$

$$i_z : \underline{2.54} \text{ cm}$$

y_0 , z_0 : Coordenadas del centro de torsión en la dirección de los ejes principales Y y Z, respectivamente, relativas al centro de gravedad de la sección.

$$y_0 : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$z_0 : \underline{0.00} \text{ mm}$$

Abolladura del alma inducida por el ala comprimida (Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: Eurocódigo 3 EN 1993-1-5: 2006, Artículo 8)

Se debe satisfacer:

$$\frac{h_w}{t_w} \leq k \frac{E}{f_{yf}} \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc,ef}}}$$

$$13.33 \leq 158.72 \checkmark$$

Donde:

h_w : Altura del alma.

$$h_w : \underline{80.00} \text{ mm}$$

t_w : Espesor del alma.

A_w : Área del alma.

$A_{fc,ef}$: Área reducida del ala comprimida.

k : Coeficiente que depende de la clase de la sección.

E : Módulo de elasticidad.

f_{yf} : Límite elástico del acero del ala comprimida.

Siendo:

$$f_{yf} = f_y$$

$$t_w : \underline{6.00} \text{ mm}$$

$$A_w : \underline{4.80} \text{ cm}^2$$

$$A_{fc,ef} : \underline{10.00} \text{ cm}^2$$

$$k : \underline{0.30}$$

$$E : \underline{210000} \text{ MPa}$$

$$f_{yf} : \underline{275.00} \text{ MPa}$$

Resistencia a tracción (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.3)

La comprobación no procede, ya que no hay axil de tracción.

Resistencia a compresión (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.5)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.005} \checkmark$$

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.010} \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N2, para la combinación de acciones 1.35·PP.

$N_{c,Ed}$: Axil de compresión solicitante de cálculo pésimo.

$$N_{c,Ed} : \underline{3.09} \text{ kN}$$

La resistencia de cálculo a compresión $N_{c,Rd}$ viene dada por:

$$N_{c,Rd} = A \cdot f_{yd}$$

$$N_{c,Rd} : \underline{680.95} \text{ kN}$$

Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos comprimidos de una sección.

$$\text{Clase} : \underline{1}$$

A: Área de la sección bruta para las secciones de clase 1, 2 y 3.

$$A : \underline{26.00} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{261.90} \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{M0}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : \underline{275.00} \text{ MPa}$$

γ_{M0} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M0} : \underline{1.05}$$

Resistencia a pandeo: (CTE DB SE-A, Artículo 6.3.2)

La resistencia de cálculo a pandeo $N_{b,Rd}$ en una barra comprimida viene dada por:

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_{yd} \qquad N_{b,Rd} : \underline{317.21} \text{ kN}$$

Donde:

A: Área de la sección bruta para las secciones de clase 1, 2 y 3. $A : \underline{26.00} \text{ cm}^2$

f_{vd} : Resistencia de cálculo del acero. $f_{vd} : \underline{261.90} \text{ MPa}$

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{M1}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1) $f_y : \underline{275.00} \text{ MPa}$

γ_{M1} : Coeficiente parcial de seguridad del material. $\gamma_{M1} : \underline{1.05}$

χ : Coeficiente de reducción por pandeo.

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - (\bar{\lambda})^2}} \leq 1 \qquad \chi_y : \underline{0.79}$$

$$\chi_z : \underline{0.47}$$

Siendo:

$$\Phi = 0.5 \cdot \left[1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0.2) + (\bar{\lambda})^2 \right] \qquad \phi_y : \underline{0.82}$$

$$\phi_z : \underline{1.37}$$

α : Coeficiente de imperfección elástica.

$$\alpha_y : \underline{0.34}$$

$$\alpha_z : \underline{0.49}$$

$\bar{\lambda}$: Esbeltez reducida.

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} \qquad \bar{\lambda}_y : \underline{0.69}$$

$$\bar{\lambda}_z : \underline{1.14}$$

N_{cr} : Axil crítico elástico de pandeo, obtenido como el menor de los siguientes valores:

$$N_{cr} : \underline{554.80} \text{ kN}$$

$N_{cr,y}$: Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Y.

$$N_{cr,y} : \underline{1490.63} \text{ kN}$$

$N_{cr,z}$: Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Z.

$$N_{cr,z} : \underline{554.80} \text{ kN}$$

$N_{cr,T}$: Axil crítico elástico de pandeo por torsión.

$$N_{cr,T} : \underline{\infty}$$

Resistencia a flexión eje Y (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.6)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1 \qquad \eta : \underline{0.001} \checkmark$$

Para flexión positiva:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N2, para la combinación de acciones 1.35·PP.

M_{Ed}^+ : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$$M_{Ed}^+ : \underline{0.02} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Para flexión negativa:

M_{Ed}^- : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$$M_{Ed}^- : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

El momento flector resistente de cálculo $M_{c,Rd}$ viene dado por:

$$M_{c,Rd} = W_{pl,y} \cdot f_{yd}$$

$$M_{c,Rd} : \underline{27.29} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos de una sección a flexión simple.

$$\text{Clase} : \underline{1}$$

$W_{pl,y}$: Módulo resistente plástico correspondiente a la fibra con mayor tensión, para las secciones de clase 1 y 2.

$$W_{pl,y} : \underline{104.20} \text{ cm}^3$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{261.90} \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{Mo}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : \underline{275.00} \text{ MPa}$$

γ_{Mo} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{Mo} : \underline{1.05}$$

Resistencia a pandeo lateral: (CTE DB SE-A, Artículo 6.3.3.2)

No procede, dado que las longitudes de pandeo lateral son nulas.

Resistencia a flexión eje Z (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.6)

La comprobación no procede, ya que no hay momento flector.

Resistencia a corte Z (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.4)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1$$

$$\eta < \underline{0.001} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones 1.35·PP.

V_{Ed} : Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

$$V_{Ed} : \underline{0.01} \text{ kN}$$

El esfuerzo cortante resistente de cálculo $V_{c,Rd}$ viene dado por:

$$V_{c,Rd} = A_v \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}}$$

$$V_{c,Rd} : \underline{90.73} \text{ kN}$$

Donde:

A_v : Área transversal a cortante.

$$A_v : \underline{6.00} \text{ cm}^2$$

$$A_v = h \cdot t_w$$

Siendo:

h : Canto de la sección.

$$h : \underline{100.00} \text{ mm}$$

t_w : Espesor del alma.

$$t_w : \underline{6.00} \text{ mm}$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{261.90} \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{M0}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : \underline{275.00} \text{ MPa}$$

γ_{M0} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M0} : \underline{1.05}$$

Abolladura por cortante del alma: (CTE DB SE-A, Artículo 6.3.3.4)

Aunque no se han dispuesto rigidizadores transversales, no es necesario comprobar la resistencia a la abolladura del alma, puesto que se cumple:

$$\frac{d}{t_w} < 70 \cdot \varepsilon$$

$$13.33 < 64.71$$



Donde:

λ_w : Esbeltez del alma.

$$\lambda_w : \underline{13.33}$$

$$\lambda_w = \frac{d}{t_w}$$

$\lambda_{m\acute{a}x}$: Esbeltez máxima.

$$\lambda_{m\acute{a}x} : \underline{64.71}$$

$$\lambda_{m\acute{a}x} = 70 \cdot \varepsilon$$

ε : Factor de reducción.

$$\varepsilon : \underline{0.92}$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{f_{ref}}{f_y}}$$

Siendo:

f_{ref} : Límite elástico de referencia.

$$f_{ref} : \underline{235.00} \text{ MPa}$$

f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : \underline{275.00} \text{ MPa}$$

Resistencia a corte Y (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.4)

La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.

Resistencia a momento flector Y y fuerza cortante Z combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No es necesario reducir la resistencia de cálculo a flexión, ya que el esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_{Ed} no es superior al 50% de la resistencia de cálculo a cortante $V_{c,Rd}$.

$$V_{Ed} \leq \frac{V_{c,Rd}}{2}$$

$$0.01 \text{ kN} \leq 45.36 \text{ kN} \quad \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en el nudo N2, para la combinación de acciones 1.35·PP.

V_{Ed} : Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

$$V_{Ed} : \underline{0.01} \text{ kN}$$

$V_{c,Rd}$: Esfuerzo cortante resistente de cálculo.

$$V_{c,Rd} : \underline{90.73} \text{ kN}$$

Resistencia a momento flector Z y fuerza cortante Y combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No hay interacción entre momento flector y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Resistencia a flexión y axil combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,Rd,y}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,Rd,z}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.005} \quad \checkmark$$

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yd}} + k_y \cdot \frac{C_{m,y} \cdot M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot f_{yd}} + \alpha_z \cdot k_z \cdot \frac{C_{m,z} \cdot M_{z,Ed}}{W_{pl,z} \cdot f_{yd}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.006} \quad \checkmark$$

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yd}} + \alpha_y \cdot k_y \cdot \frac{C_{m,y} \cdot M_{y,Ed}}{W_{pl,y} \cdot f_{yd}} + k_z \cdot \frac{C_{m,z} \cdot M_{z,Ed}}{W_{pl,z} \cdot f_{yd}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.010} \quad \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en el nudo N2, para la combinación de acciones 1.35·PP.

Donde:

$N_{c,Ed}$: Axil de compresión solicitante de cálculo pésimo.

$$N_{c,Ed} : \underline{3.09} \text{ kN}$$

$M_{y,Ed}$, $M_{z,Ed}$: Momentos flectores solicitantes de cálculo pésimos, según los ejes Y y Z, respectivamente.

$$M_{y,Ed}^+ : \underline{0.02} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{z,Ed}^+ : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de sus elementos planos, para axil y flexión simple.

$$\text{Clase} : \underline{1}$$

$N_{pl,Rd}$: Resistencia a compresión de la sección bruta.

$$N_{pl,Rd} : \underline{680.95} \text{ kN}$$

$M_{pl,Rd,y}$, $M_{pl,Rd,z}$: Resistencia a flexión de la sección bruta en condiciones plásticas, respecto a los ejes Y y Z, respectivamente.

$$M_{pl,Rd,y} : \underline{27.29} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{pl,Rd,z} : \underline{13.47} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Resistencia a pandeo: (CTE DB SE-A, Artículo 6.3.4.2)

A: Área de la sección bruta.

$$A : \underline{26.00} \text{ cm}^2$$

W_{pl,y}, W_{pl,z}: Módulos resistentes plásticos correspondientes a la fibra comprimida, alrededor de los ejes Y y Z, respectivamente.

$$W_{pl,y} : \underline{104.20} \text{ cm}^3$$

$$W_{pl,z} : \underline{51.42} \text{ cm}^3$$

f_{yd}: Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{261.90} \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{M1}$$

Siendo:

f_y: Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : \underline{275.00} \text{ MPa}$$

γ_{M1}: Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M1} : \underline{1.05}$$

k_y, k_z: Coeficientes de interacción.

$$k_y = 1 + (\bar{\lambda}_y - 0.2) \cdot \frac{N_{c,Ed}}{\chi_y \cdot N_{c,Rd}}$$

$$k_y : \underline{1.00}$$

$$k_z = 1 + (2 \cdot \bar{\lambda}_z - 0.6) \cdot \frac{N_{c,Ed}}{\chi_z \cdot N_{c,Rd}}$$

$$k_z : \underline{1.01}$$

C_{m,y}, C_{m,z}: Factores de momento flector uniforme equivalente.

$$C_{m,y} : \underline{1.00}$$

$$C_{m,z} : \underline{1.00}$$

χ_y, χ_z: Coeficientes de reducción por pandeo, alrededor de los ejes Y y Z, respectivamente.

$$\chi_y : \underline{0.79}$$

$$\chi_z : \underline{0.47}$$

λ̄_y, λ̄_z: Esbelteces reducidas con valores no mayores que 1.00, en relación a los ejes Y y Z, respectivamente.

$$\bar{\lambda}_y : \underline{0.69}$$

$$\bar{\lambda}_z : \underline{1.14}$$

α_y, α_z: Factores dependientes de la clase de la sección.

$$\alpha_y : \underline{0.60}$$

$$\alpha_z : \underline{0.60}$$

Resistencia a flexión, axil y cortante combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No es necesario reducir las resistencias de cálculo a flexión y a axil, ya que se puede ignorar el efecto de abolladura por esfuerzo cortante y, además, el esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo **V_{Ed}** es menor o igual que el 50% del esfuerzo cortante resistente de cálculo **V_{c,Rd}**.

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en el nudo N2, para la combinación de acciones 1.35·PP.

$$V_{Ed,z} \leq \frac{V_{c,Rd,z}}{2}$$

$$0.01 \text{ kN} \leq 45.36 \text{ kN} \quad \checkmark$$

Donde:

V_{Ed,z}: Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

$$V_{Ed,z} : \underline{0.01} \text{ kN}$$

V_{c,Rd,z}: Esfuerzo cortante resistente de cálculo.

$$V_{c,Rd,z} : \underline{90.73} \text{ kN}$$

Resistencia a torsión (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.7)

La comprobación no procede, ya que no hay momento torsor.

Resistencia a cortante Z y momento torsor combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No hay interacción entre momento torsor y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Resistencia a cortante Y y momento torsor combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No hay interacción entre momento torsor y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Por lo tanto el perfil **HEB 100** es correcto.

3.6.4. REACCIONES.

Debido a las cargas que soporta la estructura de la escalera, se producirán unas reacciones que habrá que tener en cuenta a la hora de dimensionar la viga sobre la que apoya la escalera en su parte superior.

Dichas reacciones son las que se muestran en la siguiente figura:

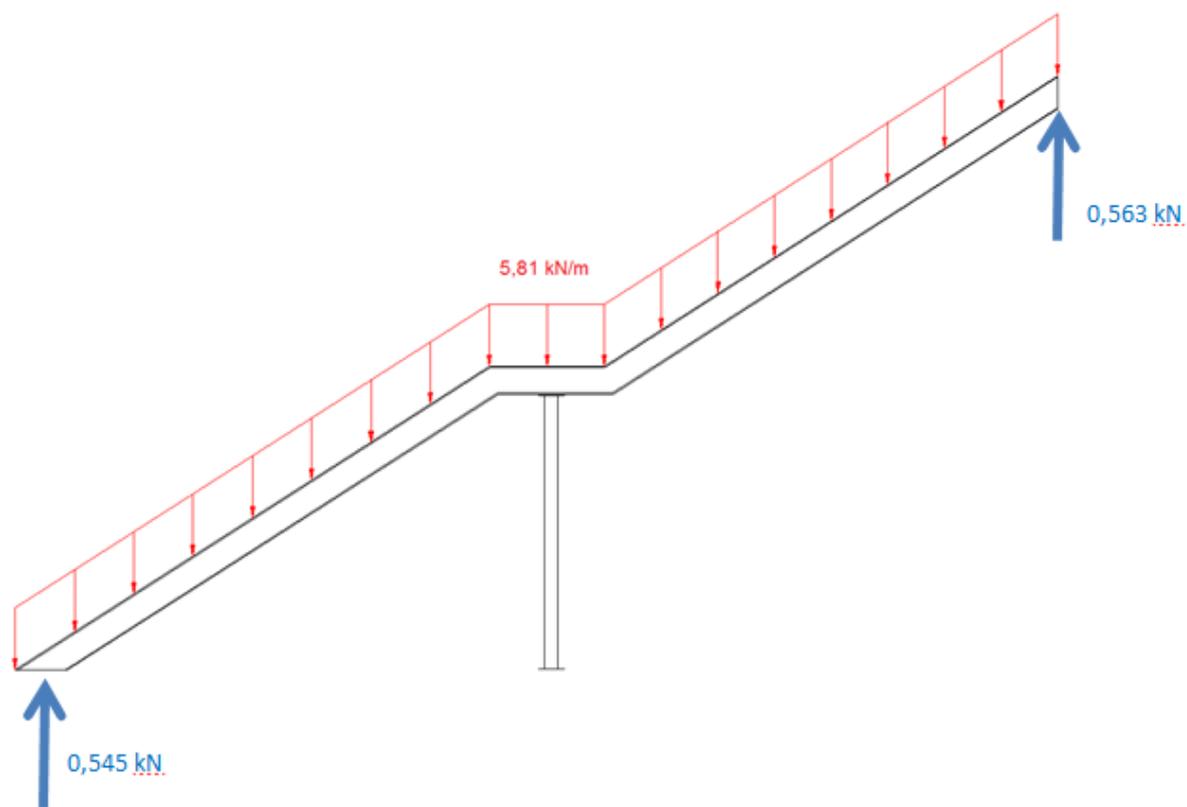


Figura 42

3.7. CÁLCULO DE LA ENTREPLANTA.

3.7.1. DATOS INICIALES.

La entreplanta se sitúa sobre la zona de entrada de la nave abarcando un espacio de 20x20 m, lo que da una superficie construida en altura de 400 m². La altura libre bajo la entreplanta es de 5 m, lo cual da lugar a que la altura mínima de la entreplanta, desde el forjado hasta el alero, sea de 3,2 metros.

Está formada por un forjado constituido por placas alveolares de 15 cm de espesor con una capa de compresión de 5 cm de grosor sobre la cual se colocará baldosa cerámica de 3 cm de espesor.

Las vigas irán unidas, de forma rígida a los pilares de los pórticos, y apoyaran sobre unos pilares intermedios, de forma articulada, que tendrán su propia cimentación. Dichos pilares tendrán la única función de recoger las cargas de la entreplanta.

3.7.1.A. Cálculo de la placa alveolar.

Para el cálculo de las placas alveolares a utilizar, emplearemos los datos facilitados por la propia empresa fabricante.

Primero determinamos las cargas que actuaran sobre dicho panel:

- Pesos propios (C.P.):

Panel alveolar (inc. capa comp. 5 cm): $P_{p.p.1} = 3,75 \text{ kN/m}^2$.

Baldosa cerámica (3 cm espesor): $P_{p.p.2} = 0,50 \text{ kN/m}^2$.

Sobrecarga de tabiquería: $P_{p.p.3} = 1 \text{ kN/m}^2$.

- Sobrecarga de uso (S.U.): Correspondiente a “Categoría B”: DB SE-AE (Tabla 3.1)
 $q_s = 2 \text{ kN/m}^2$.

3.7.1.B. Combinación y mayoración de acciones.

Para los coeficientes de combinación y mayoración se tendrá en cuenta lo indicado en el D.B. SE, según las tablas 4.1 y 4.2.

Los únicos esfuerzos actuantes son gravitatorios y son los siguientes:

$$CP = (3,75 + 1 + 0,50) \text{ kN/ m}^2 = 5,25 \text{ kN/m}^2.$$

$$SU = 2 \text{ kN/m}^2.$$

Sólo se tienen las siguientes combinaciones:

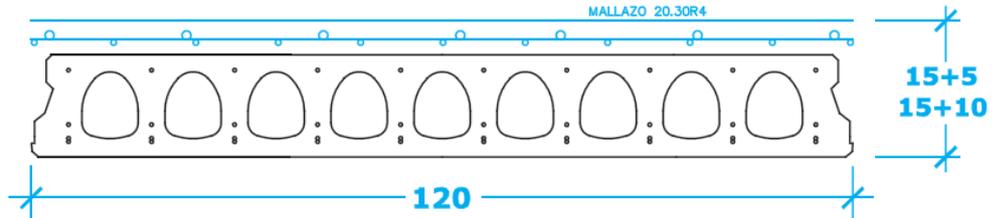
- 1) 1,35 CP
- 2) 1,35 CP + 1,5 SU

Obviamente, es más desfavorable la segunda, lo que da lugar a:

$$1,35 \cdot 5,25 + 1,5 \cdot 2 = 10,09 \text{ kN/m}^2$$

3.7.1.C. Comprobación del panel alveolar.

Los datos que nos da el fabricante para el panel elegido son los siguientes (**Figura 43**):



PLACA ALVEOLAR 15+5						
SOBRECARGA (kn/m ²)	T1	T2	T3	T4	T5	T6
2,00	8,35	9,35	9,75	10,15	10,55	11,10
4,00	7,20	8,05	8,40	8,75	9,05	9,55
5,00	6,80	7,55	7,90	8,25	8,55	9,00
6,00	6,40	7,15	7,50	7,80	8,10	8,50
8,00	5,85	6,50	6,80	7,10	7,35	7,75
10,00	5,40	6,05	6,30	6,55	6,80	7,15
15,00	4,60	5,15	5,40	5,60	5,80	6,15
20,00	4,10	4,60	4,80	5,00	5,15	5,45
25,00	3,75	4,15	4,35	4,55	4,70	4,95
30,00	3,45	3,85	4,00	4,20	4,35	4,55

Figura 43

Por lo tanto para nuestro caso cuya luz son 5 m (distancia entre pilares), elegimos la **PLACA ALVEOLAR 15*120 TIPO 2 (15+5)**, que cumple con los requisitos de calculo.

3.7.2. CÁLCULO DE LAS VIGAS DE ENTREPLANTA.

La longitud de las vigas coincide con la de la entreplanta, 20 metros, dando lugar a vigas con 4 vanos cuya luz es de 5 metros.

Cada viga soportará los esfuerzos recogidos por los pesos propios tanto de las placas alveolares como de los distintos elementos constructivos que se colocarán, además de una sobre carga de uso correspondiente a una zona administrativa.

Una de ellas además soportará las reacciones que en ella produce las vigas de la escalera. Dicha reacción tiene un valor de 0,563 kN. Para aplicarla sobre la viga la pasamos a metros lineales:

$$P_{p,p.4} = 0,563 \text{ kN/5m} = \mathbf{0,1126 \text{ kg/m.}}$$

Se adoptan inicialmente unos perfiles **IPE 330** en toda la entreplanta. Posteriormente se comprobará si se cumplen las condiciones requeridas.

3.7.2.A. Hipótesis de carga.

A continuación hay que conocer que solicitaciones van a recibir las vigas, para ello planteamos las distintas hipótesis de carga. (Según DB. SE-AE):

- Pesos propios (C.P.): Se emplean los datos del “Anejo C” del D.B. SE-AE:

Panel alveolar (inc. capa comp. 5 cm): $P_{p,p.1} = 3,75 \text{ kN/m}^2$

Baldosa cerámica (3 cm espesor): $P_{p,p.2} = 0,50 \text{ kN/m}^2$

Sobrecarga de tabiquería: $P_{p,p.3} = 1 \text{ kN/m}^2$

Reacciones escalera: $P_{p,p.4} = 0,563 \text{ kN/m.}$

Peso Viga IPE 330: $P_{p,p.5} = 0,482 \text{ kN/m.}$

Por lo tanto **CP** = 26,85 kN/ m.

- Sobrecarga de uso (S.U.): Correspondiente a “Categoría B”:

$$q_s = 2 \text{ kN/m}^2 \cdot 5 \text{ m} = 10 \text{ kN/m}$$

3.7.2.B. Combinación y mayoración de acciones.

Para los coeficientes de combinación y mayoración se tendrá en cuenta lo indicado en el D.B. SE, según las tablas 4.1 y 4.2.

Los únicos esfuerzos actuantes son gravitatorios y son los siguientes:

CP = 26,85 kN/m.

SU = 10 kN/m.

Sólo se tienen las siguientes combinaciones:

- 1) 1,35 CP
- 2) 1,35 CP + 1,5 SU

Obviamente, es más desfavorable la segunda, lo que da lugar a:

$$1,35 \cdot 26,85 + 1,5 \cdot 10 = 51,25 \text{ kN/m.}$$

El esquema de cálculo de las viguetas es el siguiente:

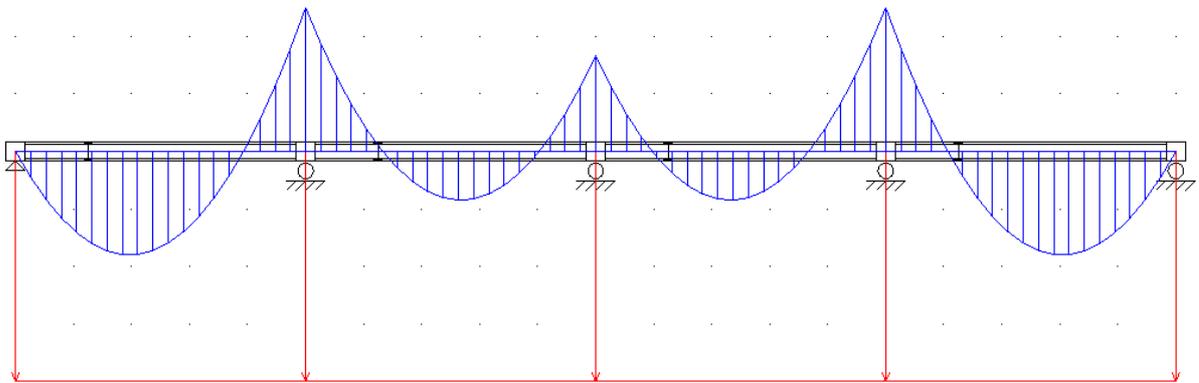


Figura 44

Se calculan como vigas continuas multiapoyadas en CESPLA. De donde, el valor del momento máximo es: $M_{\max} = 137,277 \text{ kN}\cdot\text{m}$

3.7.2.C. Comprobación de las vigas.

Se trata de comprobar que se cumple: $\sigma_{\text{cálculo}} < \sigma_{\text{adm}}$ siendo:

$$\sigma_{\text{cálculo}} = \sigma_{\text{máx}} = \frac{M_x}{W_{xx}}$$

σ_{adm} = el límite elástico nominal de la viga. Lo minoraremos según DB-SE-A:

$\gamma_{M1} = 1,05$ Coeficiente parcial de seguridad relativo a los fenómenos de inestabilidad.

$$\text{Por lo tanto } \sigma_{\text{adm}} = \frac{275.000}{1,05} = 261.904,76 \text{ kN/m}^2$$

Datos del perfil IPE 330: $W_{xx} = 7,13 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$

$$\sigma_{\text{cálculo}} = \sigma_{\text{máx}} = \frac{137,277}{7,13 \cdot 10^{-4}} = 192.534,362 \text{ kN/m}^2$$

Luego, se tiene: $\sigma_{\text{máx}} = 192.534,362 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{\text{adm}} = 261.904,76 \text{ kN/m}^2$

El perfil elegido **cumple a resistencia.**

3.7.2.D. Comprobación a deformada.

La flecha admisible, según el D.B. SE en el apartado 4.3.3.1, da el siguiente valor para pisos con tabiques ordinarios o pavimentos rígidos con juntas:

➤ Flecha vertical admisible: $f_{y,\text{adm}} = L/400$ (apartado 1.b)

Para determinar la flecha de cálculo máxima se emplea el programa de cálculo CESPLA:

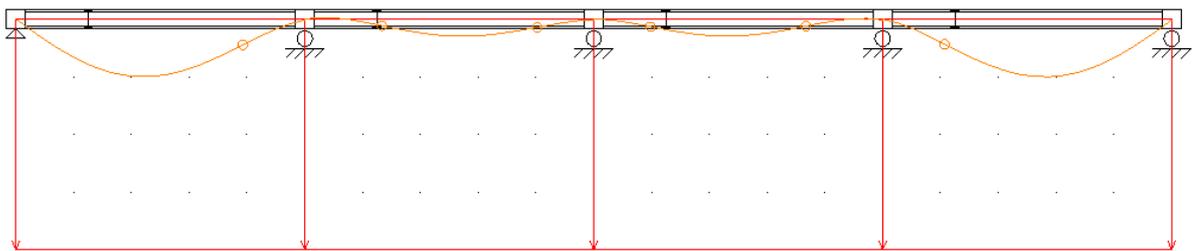


Figura 45

$f_{\text{max}} = 0,00616 \text{ m} = 0,616 \text{ cm} \leq f_{y,\text{adm}} = 500/400 = 1,25 \text{ cm}$ CUMPLE a flecha vertical.

La viga elegida cumple todas las comprobaciones, luego se adoptan perfiles IPE 330 como vigas para toda la entreplanta.

3.7.3. CÁLCULO DE LOS PILARES DE ENTREPLANTA.

No se incluye en este apartado el dimensionamiento de los pilarillos intermedios de los pórticos hastiales.

Los pilares de la entreplanta tendrán la única función de recoger las cargas de las vigas, es decir, trabajarán sólo a compresión.

La longitud de los pilares es de 5 metros y se encuentran empotrados en la base, ya que tienen su propia cimentación, con placa de anclaje incluida.

3.7.3.A. Acciones sobre el pilar.

El pilar recibe en su cabeza las reacciones transmitidas por las vigas. De forma semejante al caso de las vigas, estas reacciones se transmiten de forma puntual, cada pilar recibe un par de reacciones debidas a cada una de las 2 vigas que confluyen en él (**Figura 46**).

Sobre cada viga, de luz $L=5$ m, actúa una carga distribuida de $q_y = 51,25$ kn/m, la cual genera unas reacciones P de valor:
$$P = \frac{q \cdot L}{2} = \frac{51,25 \cdot 5}{2} = 128,125 \text{ kN}$$

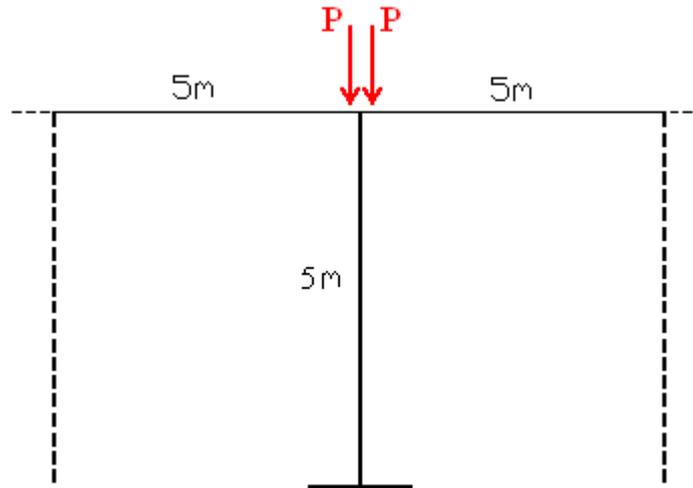


Figura 46

A este valor hay que sumarle el peso propio del pilar. Se adoptan inicialmente unos perfiles **HEB 140** para toda la entreplanta. Posteriormente se comprobará que para una soldadura óptima se debe emplear un perfil **HEB 160**.

3.7.3.B. Combinación y mayoración de acciones.

Las cargas que producen las reacciones P provienen de las vigas y ya estaban mayoradas, sólo hay que mayorar la acción debida al peso propio. Para un perfil HEB 140 se tiene un peso propio de: $q_{pp} = 0,331 \text{ kN/m}$

La carga puntual y mayorada debida al peso propio es: $P_{pp} = 1,35 \cdot (0,331 \cdot 5) = 2,235 \text{ kN}$

Luego, la carga total que recibe el pilar va a ser:

$$P_y = 2 \cdot P + P_{pp} = 2 \cdot 128,125 + 2,235 = 258,485 \text{ kN}$$

3.7.3.C. Comprobación de los pilares.

Los pilares son perfiles laminados en acero estructural S 275 JR de tensión máxima admisible de:

σ_{adm} = el límite elástico nominal del pilar. Lo minoraremos según DB-SE-A:

$\gamma_{M1} = 1,05$ Coeficiente parcial de seguridad relativo a los fenómenos de inestabilidad.

$$\text{Por lo tanto } \sigma_{adm} = \frac{275.000}{1,05} = 261.904,76 \text{ kN/m}^2$$

Debido a que las únicas acciones que actúan son de compresión se comprobarán los pilares a pandeo, pues es más restrictivo que la compresión en sí misma.

Comprobación a pandeo:

Para realizar este cálculo nos basamos en lo indicado en la norma en el apartado 6.3.2 del documento SE-A.

Se recuerda que este cálculo no incluye a los pilarillos del pórtico hastial ni a los propios pilares de los pórticos.

Se debe cumplir que:

1. La resistencia de la barra a compresión no supere la resistencia plástica de la sección bruta:

$$N_{c, Rd} < N_{pl, Rd} = A \cdot f_{yd}$$

2. Y que además sea menor que la resistencia última de la barra a pandeo:

$$N_{c, Rd} < N_{b, Rd} = \chi \cdot A \cdot f_{yd}$$

Donde:

$N_{c, Rd}$	Resistencia de la barra a compresión.
$N_{pl, Rd}$	Resistencia plástica de la sección bruta.
$N_{b, Rd}$	Resistencia última de la barra a pandeo.
f_{yd}	Resistencia de cálculo.
A	Área de la sección transversal.
χ	Coefficiente de reducción por pandeo.

Comprobamos el perfil HEB 140 cuya longitud $L = 5$ m.

$$A = 4,3 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$$

Luego:

$$N_{pl, Rd} = A \cdot f_{yd} = 4,3 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2 \times 261.904,76 \text{ kN/m}^2 = 1.126,2 \text{ kN}$$

Donde:

$$N_{b, Rd} = \chi \cdot A \cdot f_{yd}$$

Donde χ se calcula en función de la esbeltez reducida $\bar{\lambda}$ y la curva de pandeo:

La esbeltez reducida es la relación entre la resistencia plástica de la sección de cálculo y la compresión crítica por pandeo, de valor:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}}$$

$$N_{cr} = \left(\frac{\pi}{L_k} \right)^2 \cdot E \cdot I$$

Siendo:

$$E: \text{Módulo de elasticidad} = 2,1 \times 10^6 \text{ Kg./cm}^2$$

$$I: \text{Momento de inercia más desfavorable} = 5,5 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$$

L_k : Longitud de pandeo (efectiva) de la barra. Cada pilar de la entreplanta es empotrado en su base y la unión con las vigas es articulada, luego la longitud de pandeo efectiva es: $L_k = 0,7 \cdot L$ (Figura 47)

Tabla 6.1 Longitud de pandeo de barras canónicas

Condiciones de extremo	biarticulada	biempotrada	empotrada articulada	biempotrada desplazable	en ménsula
Longitud L_k	1,0 L	0,5 L	0,7 L	1,0 L	2,0 L

Figura 47

$$L_k = 0,7 \cdot L = 0,7 \cdot 5 = 3,5 \text{ m}$$

Donde:

$$N_{cr} = \left(\frac{\pi}{3,5} \right)^2 \times 206010000 \times 5,5 \times 10^{-6} = 912,9 \text{ kN}$$

Por lo tanto:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{4,3 \cdot 10^{-3} \times 275.000}{912,9}} \cong 1,14 < 2$$

La esbeltez reducida calculada cumplirá los máximos exigidos en los elementos principales de la estructura, ya que:

De acuerdo con la tabla 6.2 del DB SE-A, siendo:

Tabla 6.2 Curva de pandeo en función de la sección transversal

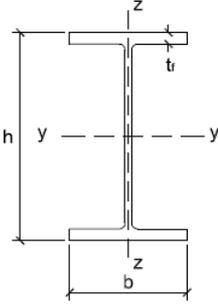
Tipo de sección	Tipo de acero		S235 a S355		S450	
	Eje de pandeo ⁽¹⁾		y	z	y	z
Perfiles laminados en I 	$h/b > 1,2$	$t \leq 40 \text{ mm}$	a	b	a_0	a_0
		$40 \text{ mm} < t \leq 100 \text{ mm}$	b	c	a	a
	$h/b \leq 1,2$	$t \leq 100 \text{ mm}$	b	c	a	a
		$t > 100 \text{ mm}$	d	d	c	c

Figura 48

- Un perfil laminado en I
- $h/b = 140/140 = 1 \leq 1,2$
- El espesor del material $t < 100$
- El material acero S275
- El eje de pandeo el y

Se toma la curva de pandeo “b” de la figura 6.3 del DB SE-A, o en su defecto de la tabla 6.3, de donde se obtiene para el valor de esbeltez reducida obtenido $\bar{\lambda} = 1,14$

$$\chi \approx 0,53$$

Por tanto:

$$N_{b, Rd} = \chi \cdot A \cdot f_{yd} = 0,53 \times 4,3 \cdot 10^{-3} \times 261.904,76 = 596,9 \text{ kN.}$$

Una vez obtenidos los valores $N_{b, Rd}$, y $N_{pl, Rd}$, comprobamos que:

$$N_{b, Rd} < N_{pl, Rd},$$

El perfil elegido cumple todas las comprobaciones. Dicho perfil es el mínimo a colocar pero a la hora de calcular las uniones con la viga IPE 330 nos da problemas de soldadura por lo tanto adoptamos un perfil mayor. En este caso un perfil **HEB 160**. En el apartado 3.9 Calculo de las uniones comprobamos que no da ningún problema de soldadura.

3.8. CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA METÁLICA.

3.8.1. DATOS INICIALES.

La nave industrial tiene las dimensiones de 80x20 m. La estructura se ha resuelto con pórticos a dos aguas compuestos de perfiles laminados. La estructura consta de 17 pórticos. Entre los pórticos 8 y 9 se dispone la junta de dilatación, entre el resto la separación es de 5 metros, logrando así los 80 metros de longitud que mide la nave. La luz cada pórtico es de 20 metros, en los hastiales se colocan 3 pilarillos centrales. Todas las uniones son rígidas, con cartelas y resueltas mediante soldadura.

La altura de los pilares de los pórticos corresponde con la altura de alero que es de 8,2 metros. La longitud de las vigas es de 10,11 metros, la longitud correspondiente al faldón.

Los pórticos van arriostrados mediante vigas de atado que unen las cabezas de todos los pilares. También se dispone un entramado lateral y en cubierta que conforma una viga a contraviento en ambos pórticos hastiales, dichas vigas a contraviento estarán constituidas por tirantes redondos de acero, formando cruces de San Andrés. Así mismo se disponen pórticos de frenado consistentes en entramados laterales formados también por cruces de San Andrés.

Los pórticos hastiales van a ser distintos de los intermedios y distintos entre ellos.

La siguiente imagen muestra la geometría de la nave. No se representan correas ni cerramientos, así como tampoco el forjado de la entreplanta ni las ménsulas del puente grúa.

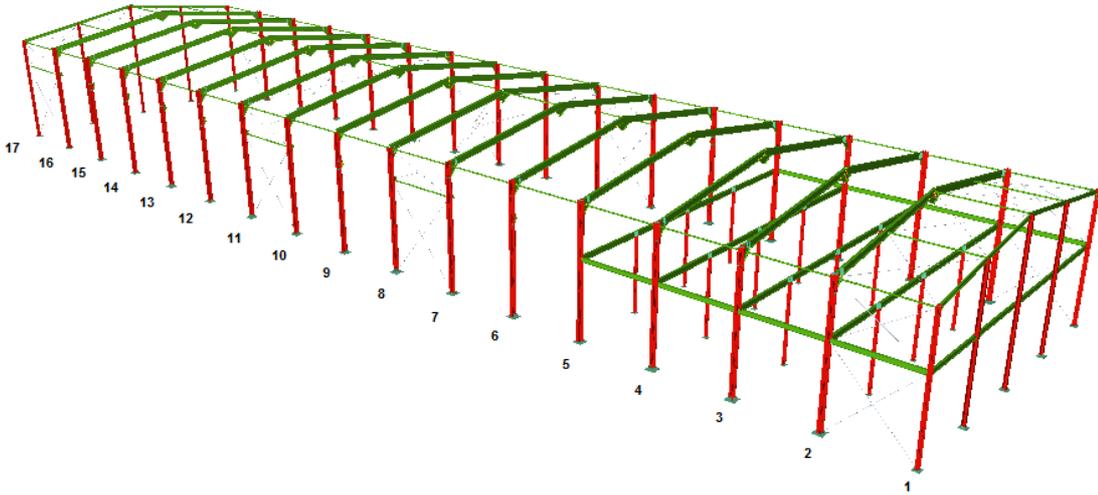


Figura 49

3.8.2. CÁLCULO DE LOS PÓRTICOS.

Todo el cálculo que conllevan los pórticos de la nave ha sido realizado mediante el programa *Cype, Arquitectura, ingeniería y construcción* empleando conjuntamente los módulos del programa *Generador de pórticos* y *Metal3D*.

Como se ha comentado, los pórticos intermedios serán todos iguales. Los pertenecientes a la parte de almacén llevan unidas las ménsulas donde corresponde y los de la parte de oficinas llevan las vigas de la entreplanta también donde corresponde.

Ambos pórticos hastiales serán distintos entre sí y distintos a los del resto de la nave en cuanto a perfiles que los componen y en cuanto a geometría ya que llevarán pilarillos intermedios.

Todos los perfiles que componen los pórticos (vigas, pilares y pilarillos en el caso de los hastiales) son perfiles laminados de la clase **HEB e IPE**, de acero **S 275 JR**.

Materiales utilizados						
Material		E	G	σ_e	α_t	γ
Tipo	Designación	(kp/cm ²)	(kp/cm ²)	(kp/cm ²)	(m/m°C)	(kg/dm ³)
Acero laminado	S275	2100000.00	807692.31	2803.26	1.2e-005	7.85
Notación: <i>E: Módulo de elasticidad</i> <i>G: Módulo de cortadura</i> <i>σ_e: Limite elástico</i> <i>α_t: Coeficiente de dilatación</i> <i>γ: Peso específico</i>						

Puesto que Cype muestra en los resultados todas las combinaciones posibles para cada barra y cada nudo individualmente, así como las fuerzas, momentos y envolventes soportados por éstos, en los resultados expuestos aquí se muestran sólo las comprobaciones efectuadas y la definición del tipo de perfil HEB e IPE hecha por el programa para no aumentar en exceso el volumen de estos apartados.

3.8.2.A. Pórticos Hastiales.

Se van a mostrar los resultados para cada uno de los dos pórticos hastiales. En primer lugar se comienza por el pórtico trasero.

Primeramente se van a definir las barras que componen este pórtico. Se muestra una figura correspondiente al pórtico trasero, en la que se indica la leyenda de nudos y barras:

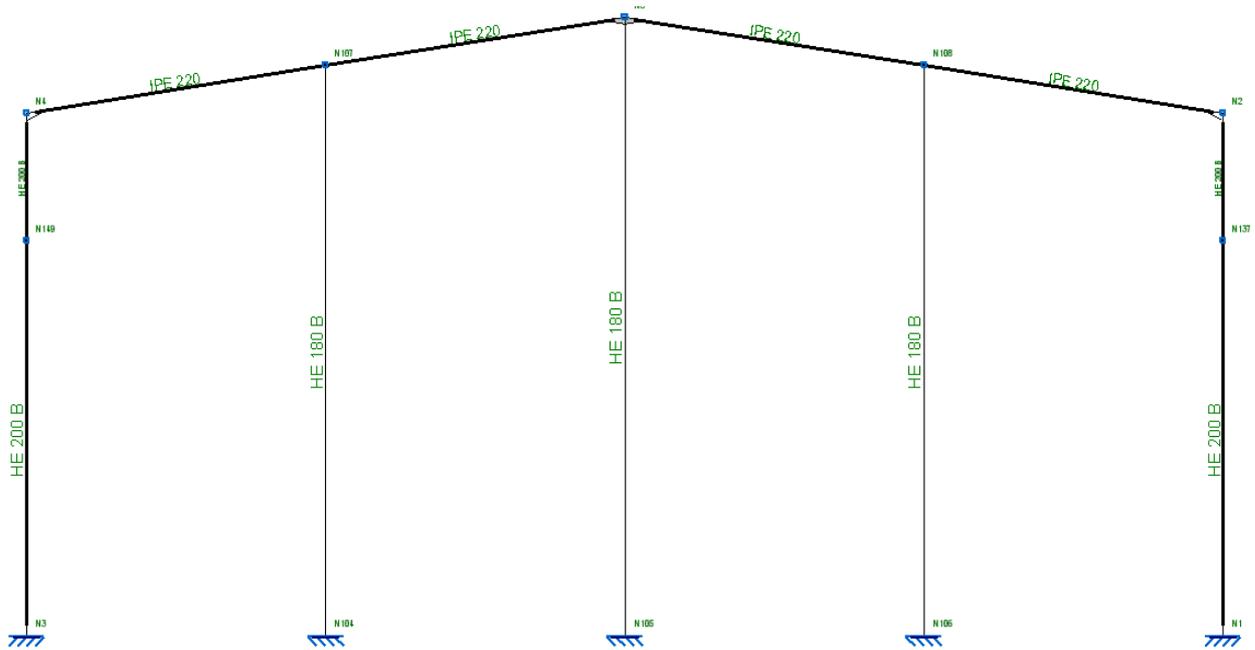


Figura 50

A continuación se comprueba que los perfiles elegidos son válidos:

Resistencia

Referencias:

N: Esfuerzo axial (Tn)

V_y: Esfuerzo cortante según el eje local Y de la barra. (Tn)

V_z: Esfuerzo cortante según el eje local Z de la barra. (Tn)

M_t: Momento torsor (Tn·m)

M_y: Momento flector en el plano 'XY' (giro de la sección respecto al eje local 'Z' de la barra). (Tn·m)

M_z: Momento flector en el plano 'XZ' (giro de la sección respecto al eje local 'Y' de la barra). (Tn·m)

Los esfuerzos indicados son los correspondientes a la combinación pésima, es decir, aquella que demanda la máxima resistencia de la sección.

Origen de los esfuerzos pésimos:

- G: Sólo gravitatorias
- GV: Gravitatorias + viento
- GS: Gravitatorias + sismo

- GVS: Gravitatorias + viento + sismo

η : Aprovechamiento de la resistencia. La barra cumple con las condiciones de resistencia de la norma si se cumple que $\eta \leq 100\%$.

Comprobación de resistencia										
Barra	η (%)	Posición (m)	Esfuerzos pésimos						Origen	Estado
			N (kN)	Vy (kN)	Vz (kN)	Mt (kN·m)	My (kN·m)	Mz (kN·m)		
N1/N137	52.30	0.000	-35.538	-14.500	17.488	0.02	46.27	-18.48	GV	Cumple
N137/N2	18.02	0.040	6.595	-7.861	0.978	0.07	-14.68	-7.19	GV	Cumple
N3/N149	53.65	0.000	-36.343	-14.528	-17.883	-0.02	-48.18	-18.62	GV	Cumple
N149/N4	18.34	0.040	6.850	-7.852	-1.376	-0.07	15.23	-7.17	GV	Cumple
N2/N108	75.17	0.403	-11.085	0.142	-10.697	0.01	-22.27	-0.03	GV	Cumple
N108/N5	26.11	4.757	-2.244	-0.081	9.023	-0.01	-7.78	0.07	GV	Cumple
N4/N107	71.24	0.403	-10.634	-0.141	-10.327	-0.01	-21.10	0.04	GV	Cumple
N107/N5	26.70	4.757	-2.020	0.083	9.084	0.01	-7.97	-0.07	GV	Cumple
N104/N107	70.76	0.000	-25.884	-1.924	36.347	-0.01	69.56	-8.52	GV	Cumple
N105/N5	70.54	0.000	-29.969	-1.464	34.309	0.00	71.90	-7.12	GV	Cumple
N106/N108	69.70	0.000	-25.567	1.799	36.326	0.01	69.37	7.98	GV	Cumple

Flechas

Referencias:

Pos.: Valor de la coordenada sobre el eje 'X' local del grupo de flecha en el punto donde se produce el valor pésimo de la flecha.

L.: Distancia entre dos puntos de corte consecutivos de la deformada con la recta que une los nudos extremos del grupo de flecha.

Flechas								
Grupo	Flecha máxima absoluta xy		Flecha máxima absoluta xz		Flecha activa absoluta xy		Flecha activa absoluta xz	
	Flecha máxima relativa xy		Flecha máxima relativa xz		Flecha activa relativa xy		Flecha activa relativa xz	
	Pos. (m)	Flecha (mm)						
N1/N2	3.465	3.12	2.695	3.69	3.465	4.95	4.620	6.63
	3.465	L/(>1000)	5.005	L/(>1000)	3.465	L/(>1000)	5.005	L/(>1000)
N3/N4	3.465	3.13	4.235	3.74	3.465	4.95	4.620	6.63
	3.465	L/(>1000)	1.155	L/(>1000)	3.465	L/(>1000)	5.390	L/(>1000)
N2/N5	7.707	2.35	9.709	6.36	7.707	4.55	9.709	12.24
	9.709	L/739.9	0.299	L/382.8	9.709	L/741.1	0.299	L/383.1
N4/N5	7.707	2.31	9.709	6.41	7.707	4.55	9.709	12.24
	9.709	L/730.0	0.299	L/350.9	9.709	L/730.8	0.299	L/351.3
N104/N107	1.768	2.55	5.303	16.48	7.070	5.01	5.303	32.00
	1.768	L/(>1000)	5.303	L/515.0	1.768	L/(>1000)	5.303	L/521.0

Flechas								
Grupo	Flecha máxima absoluta xy		Flecha máxima absoluta xz		Flecha activa absoluta xy		Flecha activa absoluta xz	
	Flecha máxima relativa xy		Flecha máxima relativa xz		Flecha activa relativa xy		Flecha activa relativa xz	
	Pos. (m)	Flecha (mm)						
N105/N5	1.918	2.58	5.753	21.05	1.918	4.94	5.753	40.63
	1.918	L/(>1000)	5.753	L/425.9	1.918	L/(>1000)	5.753	L/437.3
N106/N108	7.070	2.75	5.303	16.48	7.070	5.01	5.303	32.00
	7.070	L/(>1000)	5.303	L/514.9	7.070	L/(>1000)	5.303	L/521.0

Comprobaciones E.L.U.

Barras	COMPROBACIONES (CTE DB SE-A)															Estado
	λ	I_w	N_t	N_c	M_y	M_z	V_z	V_y	$M_y V_z$	$M_z V_y$	$N M_y M_z$	$N M_y M_z V_y V_z$	M_t	$M_t V_z$	$M_t V_y$	
N1/N137	$\lambda < 2.0$ Cumple	$I_w \in I_{w,max}$ Cumple	x: 6.16 m h = 0.7	x: 0 m h = 5.8	x: 0 m h = 34.8	x: 0 m h = 23.3	x: 0 m h = 9.5	x: 0 m h = 1.5	h < 0.1	h < 0.1	x: 0 m h = 52.3	h < 0.1	h = 0.4	h = 0.2	h < 0.1	CUMPLE h = 52.3
N137/N2	$\lambda < 2.0$ Cumple	$I_w \in I_{w,max}$ Cumple	x: 1.57 m h = 0.6	x: 0.04 m h = 1.0	x: 1.57 m h = 13.6	x: 0.04 m h = 9.0	x: 1.57 m h = 5.7	x: 0.04 m h = 0.8	h < 0.1	h < 0.1	x: 0.04 m h = 18.0	h < 0.1	h = 1.3	h = 0.2	h < 0.1	CUMPLE h = 18.0
N3/N149	$\lambda < 2.0$ Cumple	$I_w \in I_{w,max}$ Cumple	x: 6.16 m h = 0.7	x: 0 m h = 5.7	x: 0 m h = 36.0	x: 0 m h = 23.3	x: 0 m h = 9.6	x: 0 m h = 1.5	h < 0.1	h < 0.1	x: 0 m h = 53.7	h < 0.1	h = 0.4	h < 0.1	h < 0.1	CUMPLE h = 53.7
N149/N4	$\lambda < 2.0$ Cumple	$I_w \in I_{w,max}$ Cumple	x: 1.57 m h = 0.7	x: 0.04 m h = 1.0	x: 1.57 m h = 12.9	x: 0.04 m h = 9.0	x: 1.57 m h = 5.9	x: 0.04 m h = 0.8	h < 0.1	h < 0.1	x: 0.04 m h = 18.3	h < 0.1	h = 1.3	h < 0.1	h < 0.1	CUMPLE h = 18.3
N2/N108	x: 0.102 m $\lambda < 2.0$ Cumple	x: 0.139 m $I_w \in I_{w,max}$ Cumple	x: 0.401 m h = 1.8	x: 0.403 m h = 3.1	x: 0.403 m h = 72.9	x: 5.056 m h = 5.3	x: 5.056 m h = 6.3	x: 0.401 m h = 0.2	h < 0.1	h < 0.1	x: 0.403 m h = 75.2	h < 0.1	x: 0.401 m h = 3.6	x: 0.403 m h = 1.0	x: 5.056 m h = 0.1	CUMPLE h = 75.2
N108/N5	x: 5.056 m $\lambda < 2.0$ Cumple	x: 5.018 m $I_w \in I_{w,max}$ Cumple	x: 4.757 m h = 5.0	x: 0 m h = 4.5	x: 4.757 m h = 25.5	x: 0 m h = 5.5	x: 4.757 m h = 5.9	x: 0 m h = 0.3	h < 0.1	h < 0.1	x: 4.757 m h = 26.1	h < 0.1	x: 4.757 m h = 8.9	x: 0 m h = 1.2	x: 0 m h < 0.1	CUMPLE h = 26.1
N4/N107	x: 0.102 m $\lambda < 2.0$ Cumple	x: 0.139 m $I_w \in I_{w,max}$ Cumple	x: 0.401 m h = 1.8	x: 0.403 m h = 3.1	x: 0.403 m h = 69.1	x: 5.056 m h = 5.3	x: 5.056 m h = 6.5	x: 0.401 m h = 0.2	h < 0.1	h < 0.1	x: 0.403 m h = 71.2	h < 0.1	x: 0.401 m h = 3.6	x: 0.403 m h = 1.2	x: 5.056 m h = 0.1	CUMPLE h = 71.2
N107/N5	x: 5.056 m $\lambda < 2.0$ Cumple	x: 5.018 m $I_w \in I_{w,max}$ Cumple	x: 4.757 m h = 5.1	x: 0 m h = 4.5	x: 4.757 m h = 26.1	x: 0 m h = 5.4	x: 4.757 m h = 5.9	x: 0 m h = 0.3	h < 0.1	h < 0.1	x: 4.757 m h = 26.7	h < 0.1	x: 4.757 m h = 8.9	x: 0 m h = 1.2	x: 0 m h < 0.1	CUMPLE h = 26.7
N104/N107	$\lambda < 2.0$ Cumple	$I_w \in I_{w,max}$ Cumple	x: 8.836 m h = 0.8	x: 0 m h = 3.4	x: 0 m h = 56.2	x: 0 m h = 14.1	x: 0 m h = 15.8	h = 0.2	h < 0.1	h < 0.1	x: 0 m h = 70.8	h < 0.1	h = 0.4	h < 0.1	h < 0.1	CUMPLE h = 70.8
N105/N5	$\lambda < 2.0$ Cumple	$I_w \in I_{w,max}$ Cumple	x: 9.586 m h = 1.2	x: 0 m h = 3.3	x: 0 m h = 65.5	x: 0 m h = 11.8	x: 0 m h = 16.8	h = 0.2	h < 0.1	h < 0.1	x: 0 m h = 70.5	h < 0.1	$M_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽²⁾	CUMPLE h = 70.5
N106/N108	$\lambda < 2.0$ Cumple	$I_w \in I_{w,max}$ Cumple	x: 8.836 m h = 0.8	x: 0 m h = 3.4	x: 0 m h = 56.2	x: 8.838 m h = 14.9	x: 0 m h = 15.8	h = 0.3	h < 0.1	h < 0.1	x: 0 m h = 69.7	h < 0.1	h = 0.4	h < 0.1	h < 0.1	CUMPLE h = 69.7

Se cumplen las comprobaciones, luego los perfiles elegidos son válidos para el hastial trasero.

Se muestra, a continuación, una figura correspondiente al pórtico delantero, el cual contempla en su cálculo las acciones debidas a la entreplanta, en la que se indica la leyenda de nudos y barras.

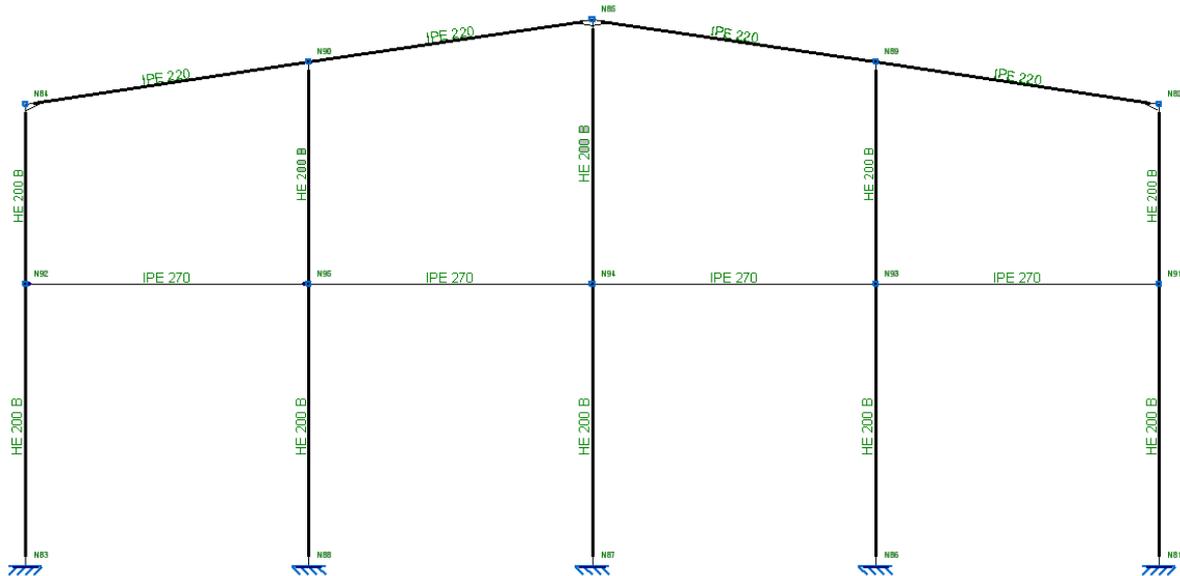


Figura 51

A continuación se comprueba que los perfiles elegidos para este pórtico son válidos:

Resistencia

Referencias:

N: Esfuerzo axial (Tn)

Vy: Esfuerzo cortante según el eje local Y de la barra. (Tn)

Vz: Esfuerzo cortante según el eje local Z de la barra. (Tn)

Mt: Momento torsor (Tn·m)

My: Momento flector en el plano 'XY' (giro de la sección respecto al eje local 'Z' de la barra). (Tn·m)

Mz: Momento flector en el plano 'XZ' (giro de la sección respecto al eje local 'Y' de la barra). (Tn·m)

Los esfuerzos indicados son los correspondientes a la combinación pésima, es decir, aquella que demanda la máxima resistencia de la sección.

Origen de los esfuerzos pésimos:

- G: Sólo gravitatorias
- GV: Gravitatorias + viento
- GS: Gravitatorias + sismo
- GVS: Gravitatorias + viento + sismo

η : Aprovechamiento de la resistencia. La barra cumple con las condiciones de resistencia de la norma si se cumple que $\eta \leq 100 \%$.

Comprobación de resistencia										
Barra	η (%)	Posición (m)	Esfuerzos pésimos						Origen	Estado
			N (kN)	V _y (kN)	V _z (kN)	M _t (kN·m)	M _y (kN·m)	M _z (kN·m)		
N81/N91	38.40	0.000	-80.881	11.352	13.529	-0.03	33.62	11.58	GV	Cumple
N91/N82	12.25	0.000	-13.042	8.462	4.337	-0.03	-6.81	6.06	GV	Cumple
N83/N92	38.09	0.000	-74.907	11.354	-13.569	0.03	-33.57	11.59	GV	Cumple
N92/N84	12.10	0.000	-13.111	8.463	-4.387	0.03	6.54	6.06	GV	Cumple
N82/N89	47.22	0.401	-8.320	-0.135	-7.610	0.01	-13.92	0.06	GV	Cumple
N89/N85	22.71	0.000	2.662	-0.266	-8.692	0.00	-6.58	-0.27	GV	Cumple
N84/N90	47.55	0.401	-8.286	0.135	-7.655	-0.01	-14.02	-0.06	GV	Cumple
N90/N85	22.74	0.000	2.670	0.266	-8.696	0.00	-6.58	0.27	GV	Cumple
N86/N93	60.16	0.000	-116.384	2.535	-36.454	-0.01	-70.50	10.07	GV	Cumple
N93/N89	25.18	0.960	-17.578	1.080	1.702	-0.01	33.30	-3.63	GV	Cumple
N87/N94	62.65	0.000	-121.993	2.709	-34.491	0.00	-73.62	10.36	GV	Cumple
N94/N85	25.49	1.376	-21.474	0.313	1.018	0.00	33.52	-3.62	GV	Cumple
N88/N95	60.09	0.000	-116.245	-2.525	-36.454	0.01	-70.51	-10.01	GV	Cumple
N95/N90	25.16	0.960	-17.552	-1.056	1.702	0.01	33.30	3.61	GV	Cumple
N91/N93	44.88	2.550	21.638	0.000	0.000	0.00	54.61	0.00	GV	Cumple
N95/N92	44.66	2.450	21.628	0.000	0.113	0.00	54.33	0.00	GV	Cumple
N93/N94	46.66	2.500	21.726	0.000	0.000	0.00	56.86	0.00	GV	Cumple
N94/N95	46.67	2.500	21.729	0.000	0.000	0.00	56.86	0.00	GV	Cumple

Flechas

Referencias:

Pos.: Valor de la coordenada sobre el eje 'X' local del grupo de flecha en el punto donde se produce el valor pésimo de la flecha.

L.: Distancia entre dos puntos de corte consecutivos de la deformada con la recta que une los nudos extremos del grupo de flecha.

Flechas

Grupo	Flecha máxima absoluta xy		Flecha máxima absoluta xz		Flecha activa absoluta xy		Flecha activa absoluta xz	
	Flecha máxima relativa xy	Flecha máxima relativa xz	Flecha máxima relativa xy	Flecha máxima relativa xz	Flecha activa relativa xy	Flecha activa relativa xz	Flecha activa relativa xy	Flecha activa relativa xz
	Pos. (m)	Flecha (mm)						
N81/ N82	2.813	1.03	1.875	1.97	2.813	1.18	1.875	3.59
	2.813	L/(>1000)	1.875	L/(>1000)	2.813	L/(>1000)	1.875	L/(>1000)
N83/ N84	2.813	1.03	1.875	2.01	2.813	1.18	1.875	3.59
	2.813	L/(>1000)	1.875	L/(>1000)	2.813	L/(>1000)	1.875	L/(>1000)
N82/ N85	2.015	2.11	9.709	4.59	2.015	3.26	9.709	9.08
	9.709	L/(>1000)	0.299	L/748.5	9.709	L/(>1000)	0.299	L/748.5
N84/ N85	2.015	2.11	9.709	4.55	2.015	3.26	9.709	9.08
	9.709	L/(>1000)	0.299	L/737.8	9.709	L/(>1000)	0.299	L/738.5
N86/ N89	6.535	2.01	5.192	10.88	6.727	3.96	5.192	18.43
	1.563	L/(>1000)	5.192	L/772.0	1.563	L/(>1000)	5.192	L/793.2
N87/ N85	6.606	2.72	5.688	12.65	6.606	5.43	5.688	23.08
	6.606	L/(>1000)	5.688	L/706.7	6.606	L/(>1000)	5.688	L/733.0
N88/ N90	6.535	2.00	5.192	10.88	6.727	3.96	5.192	18.44
	1.563	L/(>1000)	5.192	L/772.0	1.563	L/(>1000)	5.192	L/793.1
N91/ N93	3.369	0.00	2.450	8.66	4.594	0.00	0.000	0.00
	-	L/(>1000)	2.450	L/565.9	-	L/(>1000)	-	L/(>1000)
N95/ N92	2.695	0.00	2.450	8.61	2.695	0.00	4.899	0.00
	-	L/(>1000)	2.450	L/569.3	-	L/(>1000)	-	L/(>1000)
N93/ N94	2.813	0.00	2.500	9.37	3.438	0.00	0.000	0.00
	-	L/(>1000)	2.500	L/533.5	-	L/(>1000)	-	L/(>1000)
N94/ N95	1.250	0.00	2.500	9.37	4.688	0.00	0.000	0.00
	-	L/(>1000)	2.500	L/533.5	-	L/(>1000)	-	L/(>1000)

Comprobaciones E.L.U.

Barras	COMPROBACIONES (CTE DB SE-A)															Estado
	$\bar{\lambda}$	λ_w	N_t	N_c	M_y	M_z	V_z	V_y	M_yV_z	M_zV_y	$NMyMz$	$NMyMzVyV$	M_t	M_tV_z	M_tV_y	
N81/N91	$\bar{\lambda} < 2.0$ Cumple	$\lambda_w \leq$	$N_{Ed} = 0.00$ N.P.(1)	x: 0 m $\eta = 5.0$	x: 0 m $\eta = 27.8$	x: 0 m $\eta = 14.6$	x: 0 m $\eta = 6.9$	x: 0 m $\eta = 1.2$	$\eta < 0.1$	$\eta < 0.1$	x: 0 m $\eta = 38.4$	$\eta < 0.1$	$\eta = 0.5$	$\eta = 0.2$	$\eta < 0.1$	CUMPLE $\eta = 38.4$
N91/N82	$\bar{\lambda} < 2.0$ Cumple	$\lambda_w \leq$	x: 2.77 m $\eta = 0.7$	x: 0 m $\eta = 10.1$	x: 2.77 m $\eta = 7.6$	x: 0 m $\eta = 3.8$	x: 2.77 m $\eta = 0.9$	x: 0 m $\eta = 0.9$	$\eta < 0.1$	$\eta < 0.1$	x: 0 m $\eta = 12.3$	$\eta < 0.1$	$\eta = 0.5$	$\eta = 0.6$	$\eta < 0.1$	CUMPLE $\eta = 12.3$
N83/N92	$\bar{\lambda} < 2.0$ Cumple	$\lambda_w \leq$	$N_{Ed} = 0.00$ N.P.(1)	x: 0 m $\eta = 4.6$	x: 0 m $\eta = 27.8$	x: 0 m $\eta = 14.6$	x: 0 m $\eta = 7.0$	x: 0 m $\eta = 1.2$	$\eta < 0.1$	$\eta < 0.1$	x: 0 m $\eta = 38.1$	$\eta < 0.1$	$\eta = 0.5$	$\eta = 0.2$	$\eta < 0.1$	CUMPLE $\eta = 38.1$
N92/N84	$\bar{\lambda} < 2.0$ Cumple	$\lambda_w \leq$	x: 2.77 m $\eta = 0.7$	x: 0 m $\eta = 1.0$	x: 2.77 m $\eta = 10.2$	x: 0 m $\eta = 7.6$	x: 2.77 m $\eta = 3.8$	x: 0 m $\eta = 0.9$	$\eta < 0.1$	$\eta < 0.1$	x: 0 m $\eta = 12.1$	$\eta < 0.1$	$\eta = 0.5$	$\eta = 0.6$	$\eta < 0.1$	CUMPLE $\eta = 12.1$
N82/N89	x: 0.102 m $\bar{\lambda} < 2.0$ Cumple	$\lambda_w \leq$	x: 0.401 m $\eta = 0.8$	x: 0.403 m $\eta = 3.0$	x: 0.403 m $\eta = 45.7$	x: 5.056 m $\eta = 5.1$	x: 5.056 m $\eta = 6.6$	x: 5.056 m $\eta = 0.2$	$\eta < 0.1$	$\eta < 0.1$	x: 0.401 m $\eta = 47.2$	$\eta < 0.1$	x: 0.401 m $\eta = 4.4$	x: 0.401 m $\eta = 3.4$	x: 5.056 m $\eta = 0.1$	CUMPLE $\eta = 47.2$
N89/N85	x: 5.056 m $\bar{\lambda} < 2.0$ Cumple	$\lambda_w \leq$	x: 4.755 m $\eta = 3.5$	x: 0 m $\eta = 3.8$	x: 0 m $\eta = 21.5$	x: 0 m $\eta = 5.2$	x: 0 m $\eta = 6.1$	x: 0 m $\eta = 0.3$	$\eta < 0.1$	$\eta < 0.1$	x: 0 m $\eta = 22.7$	$\eta < 0.1$	x: 4.757 m $\eta = 5.6$	x: 0 m $\eta = 4.9$	x: 0 m $\eta = 0.1$	CUMPLE $\eta = 22.7$
N84/N90	x: 0.102 m $\bar{\lambda} < 2.0$ Cumple	$\lambda_w \leq$	x: 0.401 m $\eta = 0.8$	x: 0.403 m $\eta = 3.0$	x: 0.403 m $\eta = 46.0$	x: 5.056 m $\eta = 5.1$	x: 5.056 m $\eta = 6.6$	x: 5.056 m $\eta = 0.2$	$\eta < 0.1$	$\eta < 0.1$	x: 0.401 m $\eta = 47.6$	$\eta < 0.1$	x: 0.401 m $\eta = 4.4$	x: 0.401 m $\eta = 3.4$	x: 5.056 m $\eta = 0.1$	CUMPLE $\eta = 47.6$
N90/N85	x: 5.056 m $\bar{\lambda} < 2.0$ Cumple	$\lambda_w \leq$	x: 4.755 m $\eta = 3.5$	x: 0 m $\eta = 3.8$	x: 0 m $\eta = 21.6$	x: 0 m $\eta = 5.2$	x: 0 m $\eta = 6.1$	x: 0 m $\eta = 0.3$	$\eta < 0.1$	$\eta < 0.1$	x: 0 m $\eta = 22.7$	$\eta < 0.1$	x: 4.757 m $\eta = 5.6$	x: 0 m $\eta = 4.9$	x: 0 m $\eta = 0.1$	CUMPLE $\eta = 22.7$
N86/N93	$\bar{\lambda} < 2.0$ Cumple	$\lambda_w \leq$	$N_{Ed} = 0.00$ N.P.(1)	x: 0 m $\eta = 7.0$	x: 0 m $\eta = 42.5$	x: 0 m $\eta = 12.6$	x: 0 m $\eta = 13.4$	$\eta = 0.3$	$\eta < 0.1$	$\eta < 0.1$	x: 0 m $\eta = 60.2$	$\eta < 0.1$	$\eta = 0.3$	$\eta < 0.1$	$\eta < 0.1$	CUMPLE $\eta = 60.2$
N93/N89	$\bar{\lambda} < 2.0$ Cumple	$\lambda_w \leq$	x: 3.836 m $\eta = 1.2$	x: 0 m $\eta = 1.5$	x: 0.768 m $\eta = 19.9$	x: 3.838 m $\eta = 9.5$	x: 3.838 m $\eta = 7.1$	$\eta = 0.1$	$\eta < 0.1$	$\eta < 0.1$	x: 0.96 m $\eta = 25.2$	$\eta < 0.1$	$\eta = 0.3$	$\eta < 0.1$	$\eta < 0.1$	CUMPLE $\eta = 25.2$
N87/N94	$\bar{\lambda} < 2.0$ Cumple	$\lambda_w \leq$	$N_{Ed} = 0.00$ N.P.(1)	x: 0 m $\eta = 6.9$	x: 0 m $\eta = 44.8$	x: 0 m $\eta = 12.9$	x: 0 m $\eta = 12.7$	$\eta = 0.3$	$\eta < 0.1$	$\eta < 0.1$	x: 0 m $\eta = 62.6$	$\eta < 0.1$	$M_{Ed} = 0.00$ N.P.(2)	N.P.(3)	N.P.(3)	CUMPLE $\eta = 62.6$

N94/N85	$\bar{\lambda} < 2.0$ Cumple	$\lambda_w \leq$	x: 4.586 m $\eta = 1.1$	x: 0 m $\eta = 1.4$	x: 1.147 m $\eta = 20.0$	x: 4.588 m $\eta = 5.8$	x: 4.588 m $\eta = 6.4$	$\eta < 0.1$	$\eta < 0.1$	$\eta < 0.1$	x: 1.376 m $\eta = 25.5$	$\eta < 0.1$	MEd = 0.00 N.P.(2)	N.P.(3)	N.P.(3)	CUMPLE $\eta = 25.5$
N88/N95	$\bar{\lambda} < 2.0$ Cumple	$\lambda_w \leq$	NEd = 0.00 N.P.(1)	x: 0 m $\eta = 7.0$	x: 0 m $\eta = 42.5$	x: 0 m $\eta = 12.5$	x: 0 m $\eta = 13.4$	$\eta = 0.3$	$\eta < 0.1$	$\eta < 0.1$	x: 0 m $\eta = 60.1$	$\eta < 0.1$	$\eta = 0.3$	$\eta < 0.1$	$\eta < 0.1$	CUMPLE $\eta = 60.1$
N95/N90	$\bar{\lambda} < 2.0$ Cumple	$\lambda_w \leq$	x: 3.836 m $\eta = 1.2$	x: 0 m $\eta = 1.5$	x: 0.768 m $\eta = 19.9$	x: 3.838 m $\eta = 9.6$	x: 3.838 m $\eta = 7.1$	$\eta = 0.2$	$\eta < 0.1$	$\eta < 0.1$	x: 0.96 m $\eta = 25.2$	$\eta < 0.1$	$\eta = 0.3$	$\eta < 0.1$	$\eta < 0.1$	CUMPLE $\eta = 25.2$
N91/N93	$\bar{\lambda} < 2.0$ Cumple	x: 0.101 m $\lambda_w \leq$	$\eta = 1.8$	$\eta = 1.2$	x: 2.55 m $\eta = 43.1$	MEd = 0.00 N.P.(4)	x: 0.1 m $\eta = 17.2$	VEd = 0.00 N.P.(5)	x: 0.101 m $\eta < 0.1$	N.P.(6)	x: 2.55 m $\eta = 44.9$	x: 0.101 m $\eta < 0.1$	$\eta = 0.3$	x: 0.1 m $\eta = 17.2$	N.P.(3)	CUMPLE $\eta = 44.9$
N95/N92	$\bar{\lambda} < 2.0$ Cumple	x: 0.245 m $\lambda_w \leq$	$\eta = 1.8$	$\eta = 1.2$	x: 2.45 m $\eta = 42.9$	MEd = 0.00 N.P.(4)	x: 0 m $\eta = 16.5$	VEd = 0.00 N.P.(5)	x: 0.245 m $\eta < 0.1$	N.P.(6)	x: 2.45 m $\eta = 44.7$	x: 0.245 m $\eta < 0.1$	MEd = 0.00 N.P.(2)	N.P.(3)	N.P.(3)	CUMPLE $\eta = 44.7$
N93/N94	$\bar{\lambda} < 2.0$ Cumple	x: 0.313 m $\lambda_w \leq$	$\eta = 1.8$	$\eta = 4.3$	x: 2.5 m $\eta = 44.9$	MEd = 0.00 N.P.(4)	x: 0 m $\eta = 16.9$	VEd = 0.00 N.P.(5)	x: 0.313 m $\eta < 0.1$	N.P.(6)	x: 2.5 m $\eta = 46.7$	x: 0.313 m $\eta < 0.1$	$\eta = 0.3$	x: 0 m $\eta = 16.9$	N.P.(3)	CUMPLE $\eta = 46.7$
N94/N95	$\bar{\lambda} < 2.0$ Cumple	x: 0.313 m $\lambda_w \leq$	$\eta = 1.8$	$\eta = 4.3$	x: 2.5 m $\eta = 44.9$	MEd = 0.00 N.P.(4)	x: 0 m $\eta = 16.9$	VEd = 0.00 N.P.(5)	x: 0.313 m $\eta < 0.1$	N.P.(6)	x: 2.5 m $\eta = 46.7$	x: 0.313 m $\eta < 0.1$	$\eta = 0.3$	x: 0 m $\eta = 16.9$	N.P.(3)	CUMPLE $\eta = 46.7$

Se cumplen las comprobaciones, luego los perfiles elegidos son válidos para el hastial delantero.

Comprobados para ambos pórticos hastiales se adoptan los perfiles indicados.

3.8.2.B. Pórticos Intermedios.

En este apartado se va a mostrar los resultados para los pórticos intermedios. Se han adoptado los mismos perfiles para todos y cada uno de los pórticos intermedios a pesar de que las solicitaciones sean distintas, esto simplificará la ejecución de la nave.

En primer lugar se definieron las barras de los pórticos y se comprobaron con el programa. Una vez evaluadas las barras se unificaron todos los pórticos intermedios tomando como referencia el más solicitado, de esta forma se asegura que todos cumplen las exigencias marcadas por la norma.

Los pórticos en la junta de dilatación serán los menos solicitados de los intermedios pero también se igualan al resto. Se trata de simplificar al máximo la puesta en obra del proyecto.

Como cada pórtico tiene su leyenda de nudos y barras, y hay un total de 10 pórticos intermedios, no se va a mostrar una imagen de ninguno en concreto si no el pórtico tipo (**Figura 52**).

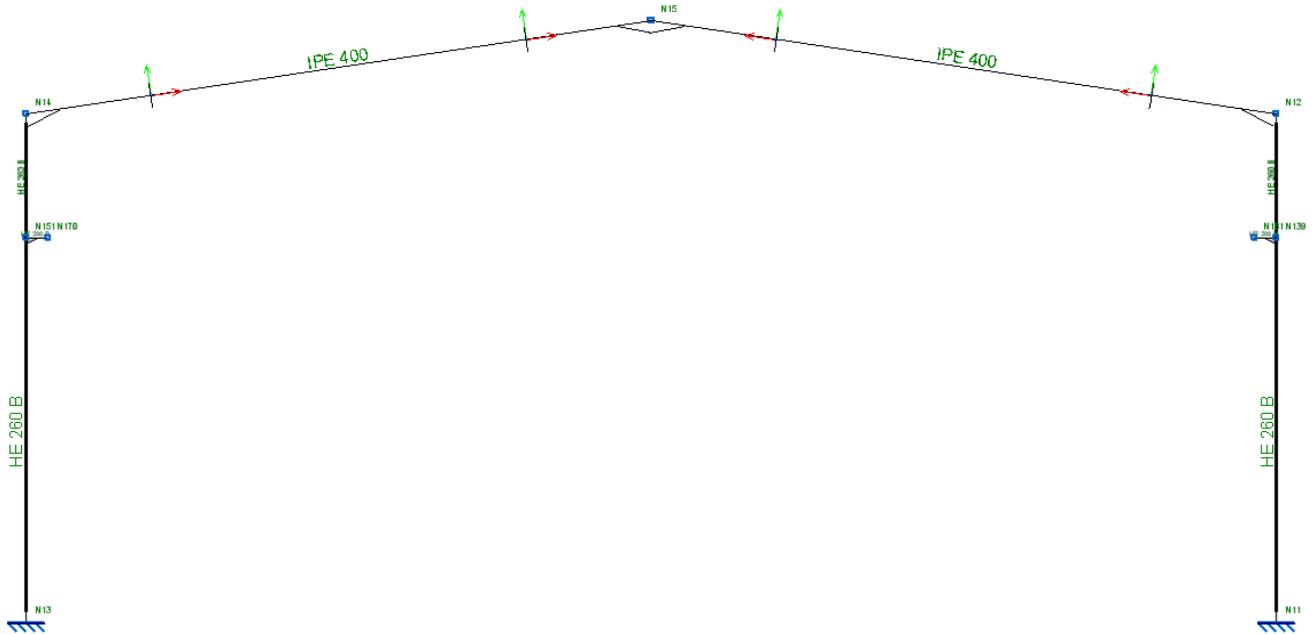


Figura 52

Se muestran las comprobaciones efectuadas por Cype que demuestran que estos perfiles son válidos. Puesto que cada pórtico tiene distintas solicitaciones se muestra a continuación las comprobaciones efectuadas sobre el más desfavorable.

Según el programa este es el tercero comenzando por detrás (nº 15), luego corresponde a zona de almacén. Se muestran las comprobaciones efectuadas sobre los dos pilares HEB 260 y las dos vigas IPE 400.

Materiales utilizados

Materiales utilizados						
Material		E	G	σ_e	α_t	γ
Tipo	Designación	(kp/cm ²)	(kp/cm ²)	(kp/cm ²)	(m/m°C)	(kg/dm ³)
Acero laminado	S275	2100000.00	807692.31	2803.26	1.2e-005	7.85
Notación: E: Módulo de elasticidad G: Módulo de cortadura σ_e : Limite elástico α_t : Coeficiente de dilatación γ : Peso específico						

Descripción

Descripción											
Material		Barra (Ni/Nf)	Pieza (Ni/Nf)	Perfil(Serie)	Longitud (m)			β_{xy}	β_{xz}	Lb _{Sup.} (m)	Lb _{Inf.} (m)
Tipo	Designación				Indeformable origen	Deformable	Indeformable extremo				
Acero laminado	S275	N11/N139	N11/N12	HE 260 B (HEB)	-	5.748	0.452	1.00	1.00	-	-
		N139/N12	N11/N12	HE 260 B (HEB)	0.100	1.100	0.800	1.00	1.00	-	-
		N13/N151	N13/N14	HE 260 B (HEB)	-	5.748	0.452	1.00	1.00	-	-
		N151/N14	N13/N14	HE 260 B (HEB)	0.100	1.100	0.800	1.00	1.00	-	-
		N12/N15	N12/N15	IPE 400 (IPE)	0.132	9.980	-	0.14	1.14	1.440	4.200
		N14/N15	N14/N15	IPE 400 (IPE)	0.132	9.980	-	0.14	1.14	1.440	4.200

Notación:
 Ni: Nudo inicial
 Nf: Nudo final
 β_{xy} : Coeficiente de pandeo en el plano 'XY'
 β_{xz} : Coeficiente de pandeo en el plano 'XZ'
 Lb_{Sup.}: Separación entre arriostramientos del ala superior
 Lb_{Inf.}: Separación entre arriostramientos del ala inferior

Características mecánicas									
Material		Ref.	Descripción	A (cm ²)	Avy (cm ²)	Avz (cm ²)	I _{yy} (cm ⁴)	I _{zz} (cm ⁴)	I _t (cm ⁴)
Tipo	Designación								
Acero laminado	S275	1	HE 260 B , (HEB)	118.40	68.25	20.25	14920.00	5135.00	123.80
		2	IPE 400, Simple con cartelas, (IPE) Cartela inicial inferior: 0.55 m. Cartela final inferior: 0.55 m.	84.50	36.45	28.87	23130.00	1318.00	51.08

Notación:
 Ref.: Referencia
 A: Área de la sección transversal
 Avy: Área de cortante de la sección según el eje local 'Y'
 Avz: Área de cortante de la sección según el eje local 'Z'
 I_{yy}: Inercia de la sección alrededor del eje local 'Y'
 I_{zz}: Inercia de la sección alrededor del eje local 'Z'
 I_t: Inercia a torsión
 Las características mecánicas de las piezas corresponden a la sección en el punto medio de las mismas.

RESULTADOS

Resistencia:

Comprobación de resistencia										
Barra	η (%)	Posición (m)	Esfuerzos pésimos						Origen	Estado
			N (kN)	Vy (kN)	Vz (kN)	Mt (kN·m)	My (kN·m)	Mz (kN·m)		
N11/N139	53.80	0.000	-131.985	-0.659	-38.583	0.07	-149.44	-2.81	GV	Cumple
N139/N12	50.87	1.200	-57.565	0.596	-47.509	-0.19	157.45	0.48	GV	Cumple
N13/N151	49.94	0.000	-131.338	-0.654	35.559	-0.07	137.36	-2.77	GV	Cumple
N151/N14	49.48	1.200	-57.050	0.311	46.839	0.11	-153.50	0.25	GV	Cumple
N12/N15	81.17	0.683	-54.839	0.000	-44.573	-0.03	-163.55	-0.19	GV	Cumple
N14/N15	79.03	0.683	-54.100	0.000	-44.164	0.02	-159.34	0.11	GV	Cumple

Flechas:

Flechas									
Grupo	Flecha máxima absoluta xy		Flecha máxima absoluta xz		Flecha activa absoluta xy		Flecha activa absoluta xz		
	Flecha máxima relativa xy		Flecha máxima relativa xz		Flecha activa relativa xy		Flecha activa relativa xz		
	Pos. (m)	Flecha (mm)	Pos. (m)	Flecha (mm)	Pos. (m)	Flecha (mm)	Pos. (m)	Flecha (mm)	
N11/N12	3.592	1.17	4.311	3.76	3.233	2.25	2.156	5.74	
	3.592	L/(>1000)	1.437	L/(>1000)	3.592	L/(>1000)	1.437	L/(>1000)	
N13/N14	3.592	1.18	4.311	3.87	3.233	2.25	2.156	5.74	
	3.592	L/(>1000)	1.437	L/(>1000)	3.592	L/(>1000)	1.437	L/(>1000)	
N12/N15	6.470	1.38	6.470	15.06	8.937	0.44	6.963	22.31	
	6.470	L/(>1000)	0.551	L/273.0	8.937	L/(>1000)	0.551	L/279.0	
N14/N15	6.470	1.38	6.470	15.85	6.963	0.44	6.963	22.31	
	6.470	L/(>1000)	0.551	L/257.1	6.963	L/(>1000)	0.551	L/257.5	

Comprobaciones E.L.U.

Barras	COMPROBACIONES (CTE DB SE-A)															Estado
	$\bar{\lambda}$	λ_w	Nt	Nc	Mv	Mz	Vz	Vr	MvVz	MzVr	NM:Mz	NM:MzV:Vz	Mc	MvVz	MvVr	

Barras	COMPROBACIONES (CTE DB SE-A)															Estado
	$\bar{\lambda}$	λ_w	N_t	N_c	M_y	M_z	V_z	V_y	$M_y V_z$	$M_z V_y$	$NM_y M_z$	$NM_y M_z V_y V_z$	M_t	$M_t V_z$	$M_t V_y$	
N11/N139	$\bar{\lambda} < 2.0$ Cumple	$\lambda_w \leq \lambda_{w,m\acute{a}x}$ Cumple	x: 5.746 m $\eta = 0.8$	x: 0 m $\eta = 9.2$	x: 0 m $\eta = 46.2$	x: 0 m $\eta = 4.3$	x: 0 m $\eta = 12.5$	$\eta = 0.1$	$\eta < 0.1$	$\eta < 0.1$	x: 0 m $\eta = 53.8$	$\eta < 0.1$	$\eta = 0.7$	$\eta = 3.5$	$\eta < 0.1$	CUMPLE $\eta = 53.8$
N139/N12	$\bar{\lambda} < 2.0$ Cumple	$\lambda_w \leq \lambda_{w,m\acute{a}x}$ Cumple	x: 1.198 m $\eta = 2.0$	x: 0.1 m $\eta = 2.4$	x: 1.2 m $\eta = 48.6$	x: 0.1 m $\eta = 1.7$	x: 1.2 m $\eta = 12.7$	$\eta = 0.1$	$\eta < 0.1$	$\eta < 0.1$	x: 1.2 m $\eta = 50.9$	$\eta < 0.1$	$\eta = 1.8$	$\eta = 3.1$	$\eta = 0.1$	CUMPLE $\eta = 50.9$
N13/N151	$\bar{\lambda} < 2.0$ Cumple	$\lambda_w \leq \lambda_{w,m\acute{a}x}$ Cumple	x: 5.746 m $\eta = 0.8$	x: 0 m $\eta = 9.2$	x: 0 m $\eta = 42.7$	x: 0 m $\eta = 4.3$	x: 0 m $\eta = 12.9$	$\eta = 0.1$	$\eta < 0.1$	$\eta < 0.1$	x: 0 m $\eta = 49.9$	$\eta < 0.1$	$\eta = 0.7$	$\eta = 2.7$	$\eta < 0.1$	CUMPLE $\eta = 49.9$
N151/N14	$\bar{\lambda} < 2.0$ Cumple	$\lambda_w \leq \lambda_{w,m\acute{a}x}$ Cumple	x: 1.198 m $\eta = 2.0$	x: 0.1 m $\eta = 2.4$	x: 1.2 m $\eta = 47.4$	x: 0.1 m $\eta = 1.7$	x: 1.2 m $\eta = 12.7$	$\eta = 0.1$	$\eta < 0.1$	$\eta < 0.1$	x: 1.2 m $\eta = 49.5$	$\eta < 0.1$	$\eta = 1.8$	$\eta = 3.1$	$\eta = 0.1$	CUMPLE $\eta = 49.5$
N12/N15	x: 0.132 m $\bar{\lambda} < 2.0$ Cumple	x: 0.304 m $\lambda_w \leq \lambda_{w,m\acute{a}x}$ Cumple	x: 0.681 m $\eta = 3.0$	x: 0.681 m $\eta = 4.2$	x: 0.683 m $\eta = 76.4$	x: 9.563 m $\eta = 0.3$	x: 0.683 m $\eta = 9.7$	$V_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽¹⁾	$\eta < 0.1$	N.P. ⁽²⁾	x: 0.683 m $\eta = 81.2$	$\eta < 0.1$	x: 0.681 m $\eta = 1.2$	x: 0.683 m $\eta = 3.3$	N.P. ⁽³⁾	CUMPLE $\eta = 81.2$
N14/N15	x: 0.132 m $\bar{\lambda} < 2.0$ Cumple	x: 0.304 m $\lambda_w \leq \lambda_{w,m\acute{a}x}$ Cumple	x: 0.681 m $\eta = 3.0$	x: 0.681 m $\eta = 4.2$	x: 0.683 m $\eta = 74.5$	x: 9.563 m $\eta = 0.3$	x: 0.683 m $\eta = 9.6$	$V_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽¹⁾	$\eta < 0.1$	N.P. ⁽²⁾	x: 0.683 m $\eta = 79.0$	$\eta < 0.1$	x: 0.681 m $\eta = 1.2$	x: 0.683 m $\eta = 3.2$	N.P. ⁽³⁾	CUMPLE $\eta = 79.0$
N170/N151	x: 0.22 m $\bar{\lambda} < 2.0$ Cumple	x: 0.22 m $\lambda_w \leq \lambda_{w,m\acute{a}x}$ Cumple	$N_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽⁴⁾	x: 0.148 m $\eta = 0.5$	x: 0.22 m $\eta = 1.2$	x: 0.22 m $\eta = 0.1$	x: 0.148 m $\eta = 12.4$	x: 0.148 m $\eta = 0.1$	x: 0.07 m $\eta < 0.1$	x: 0.17 m $\eta < 0.1$	x: 0.22 m $\eta = 1.8$	x: 0.07 m $\eta < 0.1$	$M_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽⁵⁾	N.P. ⁽³⁾	N.P. ⁽³⁾	CUMPLE $\eta = 12.4$
N139/N181	x: 0.13 m $\bar{\lambda} < 2.0$ Cumple	x: 0.13 m $\lambda_w \leq \lambda_{w,m\acute{a}x}$ Cumple	$N_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽⁴⁾	x: 0.202 m $\eta = 0.6$	x: 0.13 m $\eta = 1.2$	x: 0.13 m $\eta = 0.1$	x: 0.202 m $\eta = 12.2$	x: 0.13 m $\eta = 0.1$	x: 0.13 m $\eta < 0.1$	x: 0.13 m $\eta < 0.1$	x: 0.13 m $\eta = 1.8$	x: 0.13 m $\eta < 0.1$	$M_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽⁵⁾	N.P. ⁽³⁾	N.P. ⁽³⁾	CUMPLE $\eta = 12.2$

3.8.2.C. Desglose de comprobaciones efectuadas.

Por último, se detallan todas las comprobaciones efectuadas por el programa Cype sobre cada pilar y sobre cada viga tomando como modelo los más solicitados de toda la nave.

- Desglose de comprobaciones sobre pilar:

Perfil: HE 260 B Material: Acero (S275)						
Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas			
Inicial	Final		Área (cm ²)	I _y ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _z ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _t ⁽²⁾ (cm ⁴)
N11	N139	6.200	118.40	14920.00	5135.00	123.80
Notas: (1) Inercia respecto al eje indicado (2) Momento de inercia a torsión uniforme						
	Pandeo		Pandeo lateral			
	Plano XY	Plano XZ	Ala sup.	Ala inf.		
β	1.00	1.00	0.00	0.00		
L _K	6.200	6.200	0.000	0.000		
C _m	1.000	1.000	1.000	1.000		
C ₁	-		1.000			
Notación: β: Coeficiente de pandeo L _K : Longitud de pandeo (m) C _m : Coeficiente de momentos C ₁ : Factor de modificación para el momento crítico						

Limitación de esbeltez (CTE DB SE-A, Artículos 6.3.1 y 6.3.2.1 - Tabla 6.3)

La esbeltez reducida $\bar{\lambda}$ de las barras comprimidas debe ser inferior al valor 2.0.

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}}$$

$$\bar{\lambda} : \underline{1.06} \quad \checkmark$$

Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos comprimidos de una sección.

A: Área de la sección bruta para las secciones de clase 1, 2 y 3.

f_y: Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

N_{cr}: Axil crítico de pandeo elástico.

$$\text{Clase} : \underline{1}$$

$$\mathbf{A} : \underline{118.40} \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{f}_y : \underline{265.00} \text{ MPa}$$

$$\mathbf{N}_{cr} : \underline{2768.70} \text{ kN}$$

El axil crítico de pandeo elástico **N_{cr}** es el menor de los valores obtenidos en a), b) y c):

a) Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Y. $N_{cr,y} : \underline{8044.60}$ kN

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{L_{ky}^2}$$

b) Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Z. $N_{cr,z} : \underline{2768.70}$ kN

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L_{kz}^2}$$

c) Axil crítico elástico de pandeo por torsión. $N_{cr,T} : \underline{\infty}$

$$N_{cr,T} = \frac{1}{i_0^2} \cdot \left[G \cdot I_t + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_w}{L_{kt}^2} \right]$$

Donde:

I_y : Momento de inercia de la sección bruta, respecto al eje Y. $I_y : \underline{14920.00}$ cm⁴

I_z : Momento de inercia de la sección bruta, respecto al eje Z. $I_z : \underline{5135.00}$ cm⁴

I_t : Momento de inercia a torsión uniforme. $I_t : \underline{123.80}$ cm⁴

I_w : Constante de alabeo de la sección. $I_w : \underline{753700.00}$ cm⁶

E : Módulo de elasticidad. $E : \underline{210000}$ MPa

G : Módulo de elasticidad transversal. $G : \underline{81000}$ MPa

L_{ky} : Longitud efectiva de pandeo por flexión, respecto al eje Y. $L_{ky} : \underline{6.200}$ m

L_{kz} : Longitud efectiva de pandeo por flexión, respecto al eje Z. $L_{kz} : \underline{6.200}$ m

L_{kt} : Longitud efectiva de pandeo por torsión. $L_{kt} : \underline{0.000}$ m

i_0 : Radio de giro polar de la sección bruta, respecto al centro de torsión. $i_0 : \underline{13.01}$ cm

$$i_0 = (i_y^2 + i_z^2 + y_0^2 + z_0^2)^{0.5}$$

Siendo:

i_y, i_z : Radios de giro de la sección bruta, respecto a los ejes principales de inercia Y y Z. $i_y : \underline{11.23}$ cm

$i_z : \underline{6.59}$ cm

y_0, z_0 : Coordenadas del centro de torsión en la dirección de los ejes principales Y y Z, respectivamente, relativas al centro de gravedad de la sección. $y_0 : \underline{0.00}$ mm

$z_0 : \underline{0.00}$ mm

Abolladura del alma inducida por el ala comprimida (Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: Eurocódigo 3 EN 1993-1-5: 2006, Artículo 8)

Se debe satisfacer:

$$\frac{h_w}{t_w} \leq k \frac{E}{f_{yf}} \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc,ef}}}$$

$$22.50 \leq 167.18 \checkmark$$

Donde:

h_w : Altura del alma.

$h_w : \underline{225.00}$ mm

t_w : Espesor del alma.

$$t_w : \underline{10.00} \text{ mm}$$

A_w : Área del alma.

$$A_w : \underline{22.50} \text{ cm}^2$$

$A_{fc,ef}$: Área reducida del ala comprimida.

$$A_{fc,ef} : \underline{45.50} \text{ cm}^2$$

k : Coeficiente que depende de la clase de la sección.

$$k : \underline{0.30}$$

E : Módulo de elasticidad.

$$E : \underline{210000} \text{ MPa}$$

f_{yf} : Límite elástico del acero del ala comprimida.

$$f_{yf} : \underline{265.00} \text{ MPa}$$

Siendo:

$$\bullet \quad f_{yf} = f_y$$

Resistencia a tracción (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.3)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{t,Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.008} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en un punto situado a una distancia de 5.746 m del nudo N11, para la combinación de acciones 0.8·PP+0.8·CM1+1.5·V(270°)H1.

$N_{t,Ed}$: Axil de tracción solicitante de cálculo pésimo.

$$N_{t,Ed} : \underline{22.76} \text{ kN}$$

La resistencia de cálculo a tracción $N_{t,Rd}$ viene dada por:

$$N_{t,Rd} = A \cdot f_{yd}$$

$$N_{t,Rd} : \underline{2988.19} \text{ kN}$$

Donde:

A : Área bruta de la sección transversal de la barra.

$$A : \underline{118.40} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{252.38} \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{Mo}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : \underline{265.00} \text{ MPa}$$

γ_{Mo} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{Mo} : \underline{1.05}$$

Resistencia a compresión (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.5)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.047} \quad \checkmark$$

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.092} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N11, para la combinación de acciones $1.35 \cdot PP + 1.35 \cdot CM1 + 1.5 \cdot V(0^\circ)H4 + 0.75 \cdot N(EI)$.

$N_{c,Ed}$: Axil de compresión solicitante de cálculo pésimo.

$$N_{c,Ed} : \underline{138.96} \text{ kN}$$

La resistencia de cálculo a compresión $N_{c,Rd}$ viene dada por:

$$N_{c,Rd} = A \cdot f_{yd}$$

$$N_{c,Rd} : \underline{2988.19} \text{ kN}$$

Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos comprimidos de una sección.

$$\text{Clase} : \underline{1}$$

A: Área de la sección bruta para las secciones de clase 1, 2 y 3.

$$A : \underline{118.40} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{252.38} \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{M0}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : \underline{265.00} \text{ MPa}$$

γ_{M0} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M0} : \underline{1.05}$$

Resistencia a pandeo: (CTE DB SE-A, Artículo 6.3.2)

La resistencia de cálculo a pandeo $N_{b,Rd}$ en una barra comprimida viene dada por:

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_{yd}$$

$$N_{b,Rd} : \underline{1504.36} \text{ kN}$$

Donde:

A: Área de la sección bruta para las secciones de clase 1, 2 y 3.

$$A : \underline{118.40} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{252.38} \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{M1}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : \underline{265.00} \text{ MPa}$$

γ_{M1} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M1} : \underline{1.05}$$

χ : Coeficiente de reducción por pandeo.

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - (\bar{\lambda})^2}} \leq 1$$

$$\chi_y : \underline{0.82}$$

$$\chi_z : \underline{0.50}$$

Siendo:

$$\Phi = 0.5 \cdot \left[1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0.2) + (\bar{\lambda})^2 \right]$$

$$\phi_y : \underline{0.77}$$

$$\phi_z : \underline{1.28}$$

α : Coeficiente de imperfección elástica.

$$\alpha_y : \underline{0.34}$$

$$\alpha_z : \underline{0.49}$$

$\bar{\lambda}$: Esbeltez reducida.

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}}$$

$$\bar{\lambda}_y : \underline{0.62}$$

$$\bar{\lambda}_z : \underline{1.06}$$

N_{cr} : Axil crítico elástico de pandeo, obtenido como el menor de los siguientes valores:

$$N_{cr} : \underline{2768.70} \text{ kN}$$

$N_{cr,y}$: Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Y.

$$N_{cr,y} : \underline{8044.60} \text{ kN}$$

$N_{cr,z}$: Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Z.

$$N_{cr,z} : \underline{2768.70} \text{ kN}$$

$N_{cr,T}$: Axil crítico elástico de pandeo por torsión.

$$N_{cr,T} : \underline{\infty}$$

Resistencia a flexión eje Y (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.6)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.462} \checkmark$$

Para flexión positiva:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N11, para la combinación de acciones $0.8 \cdot PP + 0.8 \cdot CM1 + 1.5 \cdot V(0^\circ)H1$.

M_{Ed}^+ : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$$M_{Ed}^+ : \underline{119.19} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Para flexión negativa:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N11, para la combinación de acciones $1.35 \cdot PP + 1.35 \cdot CM1 + 1.5 \cdot V(180^\circ)H4 + 0.75 \cdot N(EI)$.

M_{Ed}^- : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$$M_{Ed}^- : \underline{149.44} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

El momento flector resistente de cálculo $M_{c,Rd}$ viene dado por:

$$M_{c,Rd} = W_{pl,y} \cdot f_{yd}$$

$$M_{c,Rd} : \underline{323.80} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos de una sección a flexión simple.

$$\text{Clase} : \underline{1}$$

$W_{pl,y}$: Módulo resistente plástico correspondiente a la fibra con mayor tensión, para las secciones de clase 1 y 2.

$$W_{pl,y} : \underline{1283.00} \text{ cm}^3$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{252.38} \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{Mo}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : \underline{265.00} \text{ MPa}$$

γ_{Mo} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{Mo} : \underline{1.05}$$

Resistencia a pandeo lateral: (CTE DB SE-A, Artículo 6.3.3.2)

No procede, dado que las longitudes de pandeo lateral son nulas.

Resistencia a flexión eje Z (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.6)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

η : 0.043 ✓

Para flexión positiva:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N11, para la combinación de acciones 0.8·PP+0.8·CM1+1.5·V(90°)H2.

M_{Ed}^+ : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

M_{Ed}^+ : 3.98 kN·m

Para flexión negativa:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N11, para la combinación de acciones 1.35·PP+1.35·CM1+1.5·V(270°)H1+0.75·N(EI).

M_{Ed}^- : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

M_{Ed}^- : 6.55 kN·m

El momento flector resistente de cálculo $M_{c,Rd}$ viene dado por:

$$M_{c,Rd} = W_{pl,z} \cdot f_{yd}$$

$M_{c,Rd}$: 151.98 kN·m

Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos de una sección a flexión simple.

Clase : 1

$W_{pl,z}$: Módulo resistente plástico correspondiente a la fibra con mayor tensión, para las secciones de clase 1 y 2.

$W_{pl,z}$: 602.20 cm³

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

f_{yd} : 252.38 MPa

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{Mo}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

f_y : 265.00 MPa

γ_{Mo} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

γ_{Mo} : 1.05

Resistencia a corte Z (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.4)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1$$

η : 0.125 ✓

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N11, para la combinación de acciones 0.8·PP+0.8·CM1+1.5·V(0°)H2.

V_{Ed} : Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

V_{Ed} : 47.21 kN

El esfuerzo cortante resistente de cálculo $V_{c,Rd}$ viene dado por:

$$V_{c,Rd} = A_v \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}}$$

$$V_{c,Rd} : \underline{378.85} \text{ kN}$$

Donde:

A_v : Área transversal a cortante.

$$A_v : \underline{26.00} \text{ cm}^2$$

$$A_v = h \cdot t_w$$

Siendo:

h : Canto de la sección.

$$h : \underline{260.00} \text{ mm}$$

t_w : Espesor del alma.

$$t_w : \underline{10.00} \text{ mm}$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{252.38} \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{Mo}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : \underline{265.00} \text{ MPa}$$

γ_{Mo} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{Mo} : \underline{1.05}$$

Abolladura por cortante del alma: (CTE DB SE-A, Artículo 6.3.3.4)

Aunque no se han dispuesto rigidizadores transversales, no es necesario comprobar la resistencia a la abolladura del alma, puesto que se cumple:

$$\frac{d}{t_w} < 70 \cdot \varepsilon$$

$$22.50 < 65.92$$



Donde:

λ_w : Esbeltez del alma.

$$\lambda_w : \underline{22.50}$$

$$\lambda_w = \frac{d}{t_w}$$

$\lambda_{m\acute{a}x}$: Esbeltez máxima.

$$\lambda_{m\acute{a}x} : \underline{65.92}$$

$$\lambda_{m\acute{a}x} = 70 \cdot \varepsilon$$

ε : Factor de reducción.

$$\varepsilon : \underline{0.94}$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{f_{ref}}{f_y}}$$

Siendo:

f_{ref} : Límite elástico de referencia.

$$f_{ref} : \underline{235.00} \text{ MPa}$$

f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : \underline{265.00} \text{ MPa}$$

Resistencia a corte Y (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.4)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.001}$$



El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones 1.35·PP+1.35·CM1+1.5·V(270°)H1+0.75·N(EI).

V_{Ed} : Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo. V_{Ed} : 1.12 kN

El esfuerzo cortante resistente de cálculo $V_{c,Rd}$ viene dado por:

$$V_{c,Rd} = A_v \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}} \quad V_{c,Rd}: \underline{1397.38} \text{ kN}$$

Donde:

A_v : Área transversal a cortante. A_v : 95.90 cm²

$$A_v = A - d \cdot t_w$$

Siendo:

A : Área de la sección bruta. A : 118.40 cm²

d : Altura del alma. d : 225.00 mm

t_w : Espesor del alma. t_w : 10.00 mm

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero. f_{yd} : 252.38 MPa

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{Mo}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1) f_y : 265.00 MPa

γ_{Mo} : Coeficiente parcial de seguridad del material. γ_{Mo} : 1.05

Resistencia a momento flector Y y fuerza cortante Z combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No es necesario reducir la resistencia de cálculo a flexión, ya que el esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_{Ed} no es superior al 50% de la resistencia de cálculo a cortante $V_{c,Rd}$.

$$V_{Ed} \leq \frac{V_{c,Rd}}{2} \quad 47.21 \text{ kN} \leq 189.43 \text{ kN} \quad \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones 0.8·PP+0.8·CM1+1.5·V(0°)H2.

V_{Ed} : Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo. V_{Ed} : 47.21 kN

$V_{c,Rd}$: Esfuerzo cortante resistente de cálculo. $V_{c,Rd}$: 378.85 kN

Resistencia a momento flector Z y fuerza cortante Y combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No es necesario reducir la resistencia de cálculo a flexión, ya que el esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_{Ed} no es superior al 50% de la resistencia de cálculo a cortante $V_{c,Rd}$.

$$V_{Ed} \leq \frac{V_{c,Rd}}{2}$$

$$1.12 \text{ kN} \leq 698.69 \text{ kN} \quad \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones 1.35·PP+1.35·CM1+1.5·V(270°)H1+0.75·N(EI).

V_{Ed} : Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

$$V_{Ed} : \underline{1.12} \text{ kN}$$

$V_{c,Rd}$: Esfuerzo cortante resistente de cálculo.

$$V_{c,Rd} : \underline{1397.38} \text{ kN}$$

Resistencia a flexión y axil combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,Rd,y}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,Rd,z}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.524} \quad \checkmark$$

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yd}} + k_y \cdot \frac{C_{m,y} \cdot M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot f_{yd}} + \alpha_z \cdot k_z \cdot \frac{C_{m,z} \cdot M_{z,Ed}}{W_{pl,z} \cdot f_{yd}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.538} \quad \checkmark$$

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yd}} + \alpha_y \cdot k_y \cdot \frac{C_{m,y} \cdot M_{y,Ed}}{W_{pl,y} \cdot f_{yd}} + k_z \cdot \frac{C_{m,z} \cdot M_{z,Ed}}{W_{pl,z} \cdot f_{yd}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.392} \quad \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en el nudo N11, para la combinación de acciones 1.35·PP+1.35·CM1+1.5·V(180°)H4+0.75·N(EI).

Donde:

$N_{c,Ed}$: Axil de compresión solicitante de cálculo pésimo.

$$N_{c,Ed} : \underline{131.98} \text{ kN}$$

$M_{y,Ed}$, $M_{z,Ed}$: Momentos flectores solicitantes de cálculo pésimos, según los ejes Y y Z, respectivamente.

$$M_{y,Ed} : \underline{149.44} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{z,Ed} : \underline{2.81} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de sus elementos planos, para axil y flexión simple.

$$\text{Clase} : \underline{1}$$

$N_{pl,Rd}$: Resistencia a compresión de la sección bruta.

$$N_{pl,Rd} : \underline{2988.19} \text{ kN}$$

$M_{pl,Rd,y}$, $M_{pl,Rd,z}$: Resistencia a flexión de la sección bruta en condiciones plásticas, respecto a los ejes Y y Z, respectivamente.

$$M_{pl,Rd,y} : \underline{323.80} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{pl,Rd,z} : \underline{151.98} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Resistencia a pandeo: (CTE DB SE-A, Artículo 6.3.4.2)

A: Área de la sección bruta.

$$A : \underline{118.40} \text{ cm}^2$$

$W_{pl,y}$, $W_{pl,z}$: Módulos resistentes plásticos correspondientes a la fibra comprimida, alrededor de los ejes Y y Z, respectivamente.

$$W_{pl,y} : \underline{1283.00} \text{ cm}^3$$

$$W_{pl,z} : \underline{602.20} \text{ cm}^3$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{252.38} \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{M1}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : \underline{265.00} \text{ MPa}$$

γ_{M1} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M1} : \underline{1.05}$$

k_y , k_z : Coeficientes de interacción.

$$k_y = 1 + (\bar{\lambda}_y - 0.2) \cdot \frac{N_{c,Ed}}{\chi_y \cdot N_{c,Rd}}$$

$$k_y : \underline{1.02}$$

$$k_z = 1 + (2 \cdot \bar{\lambda}_z - 0.6) \cdot \frac{N_{c,Ed}}{\chi_z \cdot N_{c,Rd}}$$

$$k_z : \underline{1.12}$$

$C_{m,y}$, $C_{m,z}$: Factores de momento flector uniforme equivalente.

$$C_{m,y} : \underline{1.00}$$

$$C_{m,z} : \underline{1.00}$$

χ_y , χ_z : Coeficientes de reducción por pandeo, alrededor de los ejes Y y Z, respectivamente.

$$\chi_y : \underline{0.82}$$

$$\chi_z : \underline{0.50}$$

$\bar{\lambda}_y$, $\bar{\lambda}_z$: Esbelteces reducidas con valores no mayores que 1.00, en relación a los ejes Y y Z, respectivamente.

$$\bar{\lambda}_y : \underline{0.62}$$

$$\bar{\lambda}_z : \underline{1.06}$$

α_y , α_z : Factores dependientes de la clase de la sección.

$$\alpha_y : \underline{0.60}$$

$$\alpha_z : \underline{0.60}$$

•

Resistencia a flexión, axil y cortante combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No es necesario reducir las resistencias de cálculo a flexión y a axil, ya que se puede ignorar el efecto de abolladura por esfuerzo cortante y, además, el esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_{Ed} es menor o igual que el 50% del esfuerzo cortante resistente de cálculo $V_{c,Rd}$.

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones $0.8 \cdot PP + 0.8 \cdot CM1 + 1.5 \cdot V(0^\circ)H2$.

$$V_{Ed,z} \leq \frac{V_{c,Rd,z}}{2}$$

$$47.21 \text{ kN} \leq 188.93 \text{ kN} \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{Ed,z}$: Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

$$V_{Ed,z} : \underline{47.21} \text{ kN}$$

• $V_{c,Rd,z}$: Esfuerzo cortante resistente de cálculo.

$$V_{c,Rd,z} : \underline{377.86} \text{ kN}$$

Resistencia a torsión (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.7)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{M_{T,Ed}}{M_{T,Rd}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.007} \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones 0.8·PP+1.35·CM1.

$M_{T,Ed}$: Momento torsor solicitante de cálculo pésimo.

$$M_{T,Ed} : \underline{0.07} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

El momento torsor resistente de cálculo $M_{T,Rd}$ viene dado por:

$$M_{T,Rd} = \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot W_T \cdot f_{yd}$$

$$M_{T,Rd} : \underline{10.31} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

W_T : Módulo de resistencia a torsión.

$$W_T : \underline{70.74} \text{ cm}^3$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{252.38} \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{Mo}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : \underline{265.00} \text{ MPa}$$

γ_{Mo} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{Mo} : \underline{1.05}$$

Resistencia a cortante Z y momento torsor combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{Ed}}{V_{pl,T,Rd}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.035} \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones 1.35·PP+1.35·CM1+1.5·Q+1.5·Q1.

V_{Ed} : Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

$$V_{Ed} : \underline{13.13} \text{ kN}$$

$M_{T,Ed}$: Momento torsor solicitante de cálculo pésimo.

$$M_{T,Ed} : \underline{0.07} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

El esfuerzo cortante resistente de cálculo reducido $V_{pl,T,Rd}$ viene dado por:

$$V_{pl,T,Rd} = \sqrt{1 - \frac{\tau_{T,Ed}}{1.25 \cdot f_{yd} / \sqrt{3}}} \cdot V_{pl,Rd}$$

$$V_{pl,T,Rd} : \underline{377.86} \text{ kN}$$

Donde:

$V_{pl,Rd}$: Esfuerzo cortante resistente de cálculo.

$$V_{pl,Rd} : \underline{378.85} \text{ kN}$$

$\tau_{T,Ed}$: Tensiones tangenciales por torsión.

$$\tau_{T,Ed} : \underline{0.95} \text{ MPa}$$

$$\tau_{T,Ed} = \frac{M_{T,Ed}}{W_t}$$

Siendo:

W_T : Módulo de resistencia a torsión.

$$W_T : \underline{70.74} \text{ cm}^3$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.	f_{yd} : <u>252.38</u> MPa
$f_{yd} = f_y / \gamma_{Mo}$	
Siendo:	
f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)	f_y : <u>265.00</u> MPa
γ_{Mo} : Coeficiente parcial de seguridad del material.	γ_{Mo} : <u>1.05</u>

Resistencia a cortante Y y momento torsor combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{Ed}}{V_{pl,T,Rd}} \leq 1 \quad \eta < \underline{0.001} \quad \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones 1.35·PP+1.35·CM1+1.5·Q+1.5·Q1.

V_{Ed} : Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo. V_{Ed} : 0.55 kN

$M_{T,Ed}$: Momento torsor solicitante de cálculo pésimo. $M_{T,Ed}$: 0.07 kN·m

El esfuerzo cortante resistente de cálculo reducido $V_{pl,T,Rd}$ viene dado por:

$$V_{pl,T,Rd} = \sqrt{1 - \frac{\tau_{T,Ed}}{1.25 \cdot f_{yd} / \sqrt{3}}} \cdot V_{pl,Rd} \quad V_{pl,T,Rd} : \underline{1393.71} \text{ kN}$$

Donde:

$V_{pl,Rd}$: Esfuerzo cortante resistente de cálculo. $V_{pl,Rd}$: 1397.38 kN
 $\tau_{T,Ed}$: Tensiones tangenciales por torsión. $\tau_{T,Ed}$: 0.95 MPa

$$\tau_{T,Ed} = \frac{M_{T,Ed}}{W_t}$$

Siendo:

W_T : Módulo de resistencia a torsión. W_T : 70.74 cm³

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero. f_{yd} : 252.38 MPa

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{Mo}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1) f_y : 265.00 MPa

γ_{Mo} : Coeficiente parcial de seguridad del material. γ_{Mo} : 1.05

- Desglose de comprobaciones sobre viga con cartelas:

Perfil: IPE 400, Simple con cartelas (Cartela inicial inferior: 0.55 m. Cartela final inferior: 0.55 m.) Material: Acero (S275)									
Nudos	Longitud (m)	Características mecánicas ⁽¹⁾							
		Área (cm ²)	I _y ⁽²⁾ (cm ⁴)	I _z ⁽²⁾ (cm ⁴)	I _t ⁽³⁾ (cm ⁴)	y _q ⁽⁴⁾ (mm)	z _q ⁽⁴⁾ (mm)		
N12	N15	10.112	133.28	81168.07	1975.61	71.88	0.00	149.07	
Notas: (1) Las características mecánicas y el dibujo mostrados corresponden a la sección inicial del perfil (N12) (2) Inercia respecto al eje indicado (3) Momento de inercia a torsión uniforme (4) Coordenadas del centro de gravedad									
		Pandeo			Pandeo lateral				
		Plano XY	Plano XZ	Ala sup.	Ala inf.				
β		0.14	1.14	0.14	0.42				
L _K		1.440	11.510	1.440	4.200				
C _m		1.000	1.000	1.000	1.000				
C ₁		-			1.000				
Notación: β: Coeficiente de pandeo L _K : Longitud de pandeo (m) C _m : Coeficiente de momentos C ₁ : Factor de modificación para el momento crítico									

Limitación de esbeltez (CTE DB SE-A, Artículos 6.3.1 y 6.3.2.1 - Tabla 6.3)

La esbeltez reducida $\bar{\lambda}$ de las barras comprimidas debe ser inferior al valor 2.0.

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{ef} \cdot f_y}{N_{cr}}}$$

$$\bar{\lambda} : \underline{0.99} \quad \checkmark$$

Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos comprimidos de una sección. **Clase:** 4

A_{ef}: Área de la sección eficaz para las secciones de clase 4.

$$A_{ef} : \underline{133.44} \text{ cm}^2$$

f_y: Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : \underline{275.00} \text{ MPa}$$

N_{cr}: Axil crítico de pandeo elástico.

$$N_{cr} : \underline{3777.69} \text{ kN}$$

El axil crítico de pandeo elástico **N_{cr}** es el menor de los valores obtenidos en a), b) y c):

a) Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Y. **N_{cr,y}:** 16234.11 kN

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{L_{ky}^2}$$

b) Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Z. **N_{cr,z}:** 19750.87 kN

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L_{kz}^2}$$

c) Axil crítico elástico de pandeo por torsión.

$$N_{cr,T} : \underline{3777.69} \text{ kN}$$

$$N_{cr,T} = \frac{1}{i_0^2} \cdot \left[G \cdot I_t + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_w}{L_{kt}^2} \right]$$

Donde:

I_y : Momento de inercia de la sección bruta, respecto al eje Y.

$$I_y : \underline{103769.05} \text{ cm}^4$$

I_z : Momento de inercia de la sección bruta, respecto al eje Z.

$$I_z : \underline{1976.03} \text{ cm}^4$$

I_t : Momento de inercia a torsión uniforme.

$$I_t : \underline{73.56} \text{ cm}^4$$

I_w : Constante de alabeo de la sección.

$$I_w : \underline{1919836.87} \text{ cm}^6$$

E : Módulo de elasticidad.

$$E : \underline{210000} \text{ MPa}$$

G : Módulo de elasticidad transversal.

$$G : \underline{81000} \text{ MPa}$$

L_{ky} : Longitud efectiva de pandeo por flexión, respecto al eje Y.

$$L_{ky} : \underline{11.510} \text{ m}$$

L_{kz} : Longitud efectiva de pandeo por flexión, respecto al eje Z.

$$L_{kz} : \underline{1.440} \text{ m}$$

L_{kt} : Longitud efectiva de pandeo por torsión.

$$L_{kt} : \underline{4.200} \text{ m}$$

i_0 : Radio de giro polar de la sección bruta, respecto al centro de torsión.

$$i_0 : \underline{27.47} \text{ cm}$$

$$i_0 = (i_y^2 + i_z^2 + y_0^2 + z_0^2)^{0.5}$$

Siendo:

i_y , i_z : Radios de giro de la sección bruta, respecto a los ejes principales de inercia Y y Z.

$$i_y : \underline{27.22} \text{ cm}$$

$$i_z : \underline{3.76} \text{ cm}$$

y_0 , z_0 : Coordenadas del centro de torsión en la dirección de los ejes principales Y y Z, respectivamente, relativas al centro de gravedad de la sección.

$$y_0 : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$z_0 : \underline{0.00} \text{ mm}$$

Abolladura del alma inducida por el ala comprimida (Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: Eurocódigo 3 EN 1993-1-5: 2006, Artículo 8)

Se debe satisfacer:

$$\frac{h_w}{t_w} \leq k \frac{E}{f_{yf}} \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc,ef}}}$$

$$74.77 \leq 345.59 \checkmark$$

Donde:

h_w : Altura del alma.

$$h_w : \underline{643.00} \text{ mm}$$

t_w : Espesor del alma.

$$t_w : \underline{8.60} \text{ mm}$$

A_w : Área del alma.

$$A_w : \underline{55.30} \text{ cm}^2$$

$A_{fc,ef}$: Área reducida del ala comprimida.

$$A_{fc,ef} : \underline{24.30} \text{ cm}^2$$

k: Coeficiente que depende de la clase de la sección.

$$k : \underline{0.30}$$

E: Módulo de elasticidad.

$$E : \underline{210000} \text{ MPa}$$

f_{yf}: Límite elástico del acero del ala comprimida.

$$f_{yf} : \underline{275.00} \text{ MPa}$$

Siendo:

- $f_{yf} = f_y$

Resistencia a tracción (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.3)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{t,Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.030} \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en un punto situado a una distancia de 0.681 m del nudo N12, para la combinación de acciones 0.8·PP+0.8·CM1+1.5·V(270°)H1.

N_{t,Ed}: Axil de tracción solicitante de cálculo pésimo.

$$N_{t,Ed} : \underline{66.44} \text{ kN}$$

La resistencia de cálculo a tracción **N_{t,Rd}** viene dada por:

$$N_{t,Rd} = A \cdot f_{yd}$$

$$N_{t,Rd} : \underline{2213.10} \text{ kN}$$

Donde:

A: Área bruta de la sección transversal de la barra.

$$A : \underline{84.50} \text{ cm}^2$$

f_{yd}: Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{261.90} \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{Mo}$$

Siendo:

f_y: Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : \underline{275.00} \text{ MPa}$$

- **γ_{Mo}**: Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{Mo} : \underline{1.05}$$

Resistencia a compresión (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.5)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.030} \checkmark$$

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.042} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en un punto situado a una distancia de 0.681 m del nudo N12, para la combinación de acciones 1.35·PP+1.35·CM1+1.5·V(180°)H4+0.75·N(EI).

$N_{c,Ed}$: Axil de compresión solicitante de cálculo pésimo.

$$N_{c,Ed} : \underline{63.64} \text{ kN}$$

La resistencia de cálculo a compresión $N_{c,Rd}$ viene dada por:

$$N_{c,Rd} = A_{ef} \cdot f_{yd}$$

$$N_{c,Rd} : \underline{2119.16} \text{ kN}$$

Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos comprimidos de una sección.

$$\text{Clase} : \underline{4}$$

A_{ef} : Área de la sección eficaz para las secciones de clase 4.

$$A_{ef} : \underline{80.91} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{261.90} \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{M0}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : \underline{275.00} \text{ MPa}$$

γ_{M0} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M0} : \underline{1.05}$$

Resistencia a pandeo: (CTE DB SE-A, Artículo 6.3.2)

La resistencia de cálculo a pandeo $N_{b,Rd}$ en una barra comprimida viene dada por:

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A_{ef} \cdot f_{yd}$$

$$N_{b,Rd} : \underline{1526.56} \text{ kN}$$

Donde:

A_{ef} : Área de la sección eficaz para las secciones de clase 4.

$$A_{ef} : \underline{80.91} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{261.90} \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{M1}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : \underline{275.00} \text{ MPa}$$

γ_{M1} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M1} : \underline{1.05}$$

χ : Coeficiente de reducción por pandeo.

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - (\bar{\lambda})^2}} \leq 1$$

$$\chi_y : \underline{0.80}$$

$$\chi_z : \underline{0.92}$$

$$\chi_T : \underline{0.72}$$

Siendo:

$$\Phi = 0.5 \cdot \left[1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0.2) + (\bar{\lambda})^2 \right]$$

$$\phi_y : \underline{0.87}$$

	ϕ_z :	<u>0.62</u>
	ϕ_T :	<u>0.93</u>
α : Coeficiente de imperfección elástica.	α_y :	<u>0.21</u>
	α_z :	<u>0.34</u>
	α_T :	<u>0.34</u>
$\bar{\lambda}$: Esbeltez reducida.	$\bar{\lambda}_y$:	<u>0.78</u>
	$\bar{\lambda}_z$:	<u>0.41</u>
	$\bar{\lambda}_T$:	<u>0.81</u>
N_{cr} : Axil crítico elástico de pandeo, obtenido como el menor de los siguientes valores:	N_{cr} :	<u>3419.94</u> kN
$N_{cr,y}$: Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Y.	$N_{cr,y}$:	<u>3618.56</u> kN
$N_{cr,z}$: Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Z.	$N_{cr,z}$:	<u>13173.72</u> kN
$N_{cr,T}$: Axil crítico elástico de pandeo por torsión.	$N_{cr,T}$:	<u>3419.94</u> kN

Resistencia a flexión eje Y (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.6)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1 \quad \eta : \underline{0.478} \quad \checkmark$$

$$\eta = \frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1 \quad \eta : \underline{0.764} \quad \checkmark$$

Para flexión positiva:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en un punto situado a una distancia de 0.683 m del nudo N12, para la combinación de acciones 0.8·PP+0.8·CM1+1.5·V(270°)H1.

$$M_{Ed}^+ : \text{Momento flector solicitante de cálculo pésimo.} \quad M_{Ed}^+ : \underline{117.98} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Para flexión negativa:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en un punto situado a una distancia de 0.683 m del nudo N12, para la combinación de acciones 1.35·PP+1.35·CM1+1.5·V(180°)H4+0.75·N(EI).

$$M_{Ed}^- : \text{Momento flector solicitante de cálculo pésimo.} \quad M_{Ed}^- : \underline{163.55} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

El momento flector resistente de cálculo $M_{c,Rd}$ viene dado por:

$$M_{c,Rd} = W_{pl,y} \cdot f_{yd} \quad M_{c,Rd} : \underline{342.31} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos de una sección a flexión simple.

Clase : 1

$W_{pl,y}$: Módulo resistente plástico correspondiente a la fibra con mayor tensión, para las secciones de clase 1 y 2.

$W_{pl,y}$: 1307.00 cm³

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

f_{yd} : 261.90 MPa

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{M0}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

f_y : 275.00 MPa

γ_{M0} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

γ_{M0} : 1.05

Resistencia a pandeo lateral: (CTE DB SE-A, Artículo 6.3.3.2)

El momento flector resistente de cálculo **$M_{b,Rd}$** viene dado por:

$$M_{b,Rd}^+ = \chi_{LT} \cdot W_{pl,y}^+ \cdot f_{yd}$$

$M_{b,Rd}^+$: 321.37 kN·m

$$M_{b,Rd}^- = \chi_{LT} \cdot W_{pl,y}^- \cdot f_{yd}$$

$M_{b,Rd}^-$: 213.97 kN·m

Donde:

$W_{pl,y}$: Módulo resistente plástico correspondiente a la fibra con mayor tensión, para las secciones de clase 1 y 2.

$W_{pl,y}$: 1307.00 cm³

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

f_{yd} : 261.90 MPa

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{M1}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

f_y : 275.00 MPa

γ_{M1} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

γ_{M1} : 1.05

χ_{LT} : Factor de reducción por pandeo lateral.

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq 1$$

χ_{LT}^+ : 0.94

χ_{LT}^- : 0.63

Siendo:

$$\Phi_{LT} = 0.5 \cdot \left[1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

Φ_{LT}^+ : 0.60

Φ_{LT}^- : 1.09

α_{LT} : Coeficiente de imperfección elástica.

α_{LT} : 0.34

$\bar{\lambda}_{LT}$: Esbeltez reducida.

$$\bar{\lambda}_{LT}^+ = \sqrt{\frac{W_{pl,y}^+ \cdot f_y}{M_{cr}}}$$

$\bar{\lambda}_{LT}^+$: 0.37

$$\bar{\lambda}_{LT}^- = \sqrt{\frac{W_{pl,y}^- \cdot f_y}{M_{cr}}}$$

$\bar{\lambda}_{LT}^-$: 0.96

M_{cr} : Momento crítico elástico de pandeo lateral.

M_{cr}^+ : 2663.86 kN·m

$$M_{cr}^- : \underline{393.19} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

El momento crítico elástico de pandeo lateral M_{cr} se determina según la teoría de la elasticidad:

$$M_{cr} = \sqrt{M_{LTV}^2 + M_{LTw}^2}$$

Siendo:

M_{LTV} : Componente que representa la resistencia por torsión uniforme de la barra.

$$M_{LTV} = C_1 \cdot \frac{\pi}{L_c} \cdot \sqrt{G \cdot I_t \cdot E \cdot I_z}$$

$$M_{LTV}^+ : \underline{738.28} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{LTV}^- : \underline{253.13} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

M_{LTw} : Componente que representa la resistencia por torsión no uniforme de la barra.

$$M_{LTw} = W_{el,y} \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{L_c^2} \cdot C_1 \cdot i_{f,z}^2$$

$$M_{LTw}^+ : \underline{2559.51} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{LTw}^- : \underline{300.87} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Siendo:

$W_{el,y}$: Módulo resistente elástico de la sección bruta, obtenido para la fibra más comprimida.

$$W_{el,y} : \underline{1156.50} \text{ cm}^3$$

I_z : Momento de inercia de la sección bruta, respecto al eje Z.

$$I_z : \underline{1318.00} \text{ cm}^4$$

I_t : Momento de inercia a torsión uniforme.

$$I_t : \underline{51.08} \text{ cm}^4$$

E: Módulo de elasticidad.

$$E : \underline{210000} \text{ MPa}$$

G: Módulo de elasticidad transversal.

$$G : \underline{81000} \text{ MPa}$$

L_c^+ : Longitud efectiva de pandeo lateral del ala superior.

$$L_c^+ : \underline{1.440} \text{ m}$$

L_c^- : Longitud efectiva de pandeo lateral del ala inferior.

$$L_c^- : \underline{4.200} \text{ m}$$

C_1 : Factor que depende de las condiciones de apoyo y de la forma de la ley de momentos flectores sobre la barra.

$$C_1 : \underline{1.00}$$

$i_{f,z}$: Radio de giro, respecto al eje de menor inercia de la sección, del soporte formado por el ala comprimida y la tercera parte de la zona comprimida del alma adyacente al ala comprimida.

$$i_{f,z}^+ : \underline{4.71} \text{ cm}$$

$$i_{f,z}^- : \underline{4.71} \text{ cm}$$

Resistencia a flexión eje Z (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.6)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.003} \checkmark$$

Para flexión positiva:

M_{Ed}^+ : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$$M_{Ed}^+ : \underline{0.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Para flexión negativa:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en un punto situado a una distancia de 9.563 m del nudo N12, para la combinación de acciones 0.8·PP+1.35·CM1.

M_{Ed} : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$$M_{Ed} : 0.19 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

El momento flector resistente de cálculo $M_{c,Rd}$ viene dado por:

$$M_{c,Rd} = W_{pl,z} \cdot f_{yd}$$

$$M_{c,Rd} : 59.98 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos de una sección a flexión simple.

$$\text{Clase} : 1$$

$W_{pl,z}$: Módulo resistente plástico correspondiente a la fibra con mayor tensión, para las secciones de clase 1 y 2.

$$W_{pl,z} : 229.00 \text{ cm}^3$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : 261.90 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{M0}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : 275.00 \text{ MPa}$$

γ_{M0} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M0} : 1.05$$

Resistencia a corte Z (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.4)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1$$

$$\eta : 0.097 \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en un punto situado a una distancia de 0.683 m del nudo N12, para la combinación de acciones 1.35·PP+1.35·CM1+0.9·V(0°)H4+1.5·N(EI).

V_{Ed} : Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.

$$V_{Ed} : 50.22 \text{ kN}$$

El esfuerzo cortante resistente de cálculo $V_{c,Rd}$ viene dado por:

$$V_{c,Rd} = A_v \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}}$$

$$V_{c,Rd} : 520.17 \text{ kN}$$

Donde:

A_v : Área transversal a cortante.

$$A_v : 34.40 \text{ cm}^2$$

$$A_v = h \cdot t_w$$

Siendo:

h : Canto de la sección.	h : <u>400.00</u> mm
t_w : Espesor del alma.	t_w : <u>8.60</u> mm
f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.	f_{yd} : <u>261.90</u> MPa
$f_{yd} = f_y / \gamma_{M0}$	
Siendo:	
f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)	f_y : <u>275.00</u> MPa
γ_{M0} : Coeficiente parcial de seguridad del material.	γ_{M0} : <u>1.05</u>

Abolladura por cortante del alma: (CTE DB SE-A, Artículo 6.3.3.4)

Aunque no se han dispuesto rigidizadores transversales, no es necesario comprobar la resistencia a la abolladura del alma, puesto que se cumple:

$$\frac{d}{t_w} < 70 \cdot \varepsilon \quad 43.37 < 64.71 \quad \checkmark$$

Donde:

λ_w : Esbeltez del alma.	λ_w : <u>43.37</u>
$\lambda_w = \frac{d}{t_w}$	
λ_{máx} : Esbeltez máxima.	λ_{máx} : <u>64.71</u>
$\lambda_{max} = 70 \cdot \varepsilon$	
ε : Factor de reducción.	ε : <u>0.92</u>
$\varepsilon = \sqrt{\frac{f_{ref}}{f_y}}$	
Siendo:	
f_{ref} : Límite elástico de referencia.	f_{ref} : <u>235.00</u> MPa
f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)	f_y : <u>275.00</u> MPa

Resistencia a corte Y (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.4)

La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.

Resistencia a momento flector Y y fuerza cortante Z combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No es necesario reducir la resistencia de cálculo a flexión, ya que el esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo **V_{Ed}** no es superior al 50% de la resistencia de cálculo a cortante **V_{c,Rd}**.

$$V_{Ed} \leq \frac{V_{c,Rd}}{2} \quad 40.90 \text{ kN} \leq 505.43 \text{ kN} \quad \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones 1.35·PP+0.8·CM1+0.9·V(0°)H4+1.5·N(EI).

V_{Ed} : Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo. V_{Ed} : 40.90 kN

$V_{c,Rd}$: Esfuerzo cortante resistente de cálculo. $V_{c,Rd}$: 1010.87 kN

Resistencia a momento flector Z y fuerza cortante Y combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No hay interacción entre momento flector y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Resistencia a flexión y axil combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,Rd,y}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,Rd,z}} \leq 1 \quad \eta : \underline{0.506} \quad \checkmark$$

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yd}} + k_y \cdot \frac{C_{m,y} \cdot M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot f_{yd}} + \alpha_z \cdot k_z \cdot \frac{C_{m,z} \cdot M_{z,Ed}}{W_{pl,z} \cdot f_{yd}} \leq 1 \quad \eta : \underline{0.812} \quad \checkmark$$

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yd}} + k_{y,LT} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot f_{yd}} + k_z \cdot \frac{C_{m,z} \cdot M_{z,Ed}}{W_{pl,z} \cdot f_{yd}} \leq 1 \quad \eta : \underline{0.793} \quad \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en un punto situado a una distancia de 0.683 m del nudo N12, para la combinación de acciones 1.35·PP+1.35·CM1+1.5·V(180°)H4+0.75·N(EI).

Donde:

$N_{c,Ed}$: Axil de compresión solicitante de cálculo pésimo. $N_{c,Ed}$: 54.84 kN

$M_{y,Ed}$, $M_{z,Ed}$: Momentos flectores solicitantes de cálculo pésimos, según los ejes Y y Z, respectivamente. $M_{y,Ed}$: 163.55 kN·m

$M_{z,Ed}$: 0.19 kN·m

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de sus elementos planos, para axil y flexión simple.

Clase: 1

$N_{pl,Rd}$: Resistencia a compresión de la sección bruta.

$N_{pl,Rd}$: 2213.10 kN

$M_{pl,Rd,y}$, $M_{pl,Rd,z}$: Resistencia a flexión de la sección bruta en condiciones plásticas, respecto a los ejes Y y Z, respectivamente.

$M_{pl,Rd,y}$: 342.31 kN·m

$M_{pl,Rd,z}$: 59.98 kN·m

Resistencia a pandeo: (CTE DB SE-A, Artículo 6.3.4.2)

A: Área de la sección bruta.

A: 84.50 cm²

$W_{pl,y}$, $W_{pl,z}$: Módulos resistentes plásticos correspondientes a la fibra comprimida, alrededor de los ejes Y y Z, respectivamente.

$$W_{pl,y} : \underline{1307.00} \text{ cm}^3$$

$$W_{pl,z} : \underline{229.00} \text{ cm}^3$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{261.90} \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{M1}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : \underline{275.00} \text{ MPa}$$

γ_{M1} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M1} : \underline{1.05}$$

k_y , k_z , $k_{y,LT}$: Coeficientes de interacción.

$$k_y = 1 + (\bar{\lambda}_y - 0.2) \cdot \frac{N_{c,Ed}}{\chi_y \cdot N_{c,Rd}}$$

$$k_y : \underline{1.02}$$

$$k_z = 1 + (2 \cdot \bar{\lambda}_z - 0.6) \cdot \frac{N_{c,Ed}}{\chi_z \cdot N_{c,Rd}}$$

$$k_z : \underline{1.01}$$

$$k_{y,LT} = 1 - \frac{0.1 \cdot \bar{\lambda}_z}{C_{m,LT} - 0.25} \cdot \frac{N_{c,Ed}}{\chi_z \cdot N_{c,Rd}}$$

$$k_{y,LT} : \underline{1.00}$$

$C_{m,y}$, $C_{m,z}$, $C_{m,LT}$: Factores de momento flector uniforme equivalente.

$$C_{m,y} : \underline{1.00}$$

$$C_{m,z} : \underline{1.00}$$

$$C_{m,LT} : \underline{1.00}$$

χ_y , χ_z : Coeficientes de reducción por pandeo, alrededor de los ejes Y y Z, respectivamente.

$$\chi_y : \underline{0.79}$$

$$\chi_z : \underline{0.92}$$

χ_{LT} : Coeficiente de reducción por pandeo lateral.

$$\chi_{LT} : \underline{0.63}$$

$\bar{\lambda}_y$, $\bar{\lambda}_z$: Esbelteces reducidas con valores no mayores que 1.00, en relación a los ejes Y y Z, respectivamente.

$$\bar{\lambda}_y : \underline{0.80}$$

$$\bar{\lambda}_z : \underline{0.42}$$

α_y , α_z : Factores dependientes de la clase de la sección.

$$\alpha_y : \underline{0.60}$$

$$\alpha_z : \underline{0.60}$$

Resistencia a flexión, axil y cortante combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No es necesario reducir las resistencias de cálculo a flexión y a axil, ya que se puede ignorar el efecto de abolladura por esfuerzo cortante y, además, el esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_{Ed} es menor o igual que el 50% del esfuerzo cortante resistente de cálculo $V_{c,Rd}$.

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones 1.35·PP+0.8·CM1+0.9·V(0°)H4+1.5·N(EI).

$$V_{Ed,z} \leq \frac{V_{c,Rd,z}}{2}$$

$$40.90 \text{ kN} \leq 503.57 \text{ kN}$$



Donde:

$V_{Ed,z}$: Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo. $V_{Ed,z} : \underline{40.90} \text{ kN}$
 • $V_{c,Rd,z}$: Esfuerzo cortante resistente de cálculo. $V_{c,Rd,z} : \underline{1007.15} \text{ kN}$

Resistencia a torsión (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.7)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{M_{T,Ed}}{M_{T,Rd}} \leq 1 \quad \eta : \underline{0.012} \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en un punto situado a una distancia de 0.681 m del nudo N12, para la combinación de acciones 0.8·PP+1.35·CM1.

$M_{T,Ed}$: Momento torsor solicitante de cálculo pésimo. $M_{T,Ed} : \underline{0.07} \text{ kN}\cdot\text{m}$

El momento torsor resistente de cálculo $M_{T,Rd}$ viene dado por:

$$M_{T,Rd} = \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot W_T \cdot f_{yd} \quad M_{T,Rd} : \underline{5.72} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

W_T : Módulo de resistencia a torsión. $W_T : \underline{37.84} \text{ cm}^3$
 f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero. $f_{yd} : \underline{261.90} \text{ MPa}$

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{Mo}$$

Siendo:

• f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1) $f_y : \underline{275.00} \text{ MPa}$
 • γ_{Mo} : Coeficiente parcial de seguridad del material. $\gamma_{Mo} : \underline{1.05}$

Resistencia a cortante Z y momento torsor combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{Ed}}{V_{pl,T,Rd}} \leq 1 \quad \eta : \underline{0.033} \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en un punto situado a una distancia de 0.683 m del nudo N12, para la combinación de acciones 1.35·PP+1.35·CM1+1.5·Q+1.5·Q1.

V_{Ed} : Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo. $V_{Ed} : \underline{17.12} \text{ kN}$

$M_{T,Ed}$: Momento torsor solicitante de cálculo pésimo.

$$M_{T,Ed} : \underline{0.03} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

El esfuerzo cortante resistente de cálculo reducido $V_{pl,T,Rd}$ viene dado por:

$$V_{pl,T,Rd} = \sqrt{1 - \frac{\tau_{T,Ed}}{1.25 \cdot f_{yd} / \sqrt{3}}} \cdot V_{pl,Rd}$$

$$V_{pl,T,Rd} : \underline{519.16} \text{ kN}$$

Donde:

$V_{pl,Rd}$: Esfuerzo cortante resistente de cálculo.

$$V_{pl,Rd} : \underline{520.17} \text{ kN}$$

$\tau_{T,Ed}$: Tensiones tangenciales por torsión.

$$\tau_{T,Ed} : \underline{0.73} \text{ MPa}$$

$$\tau_{T,Ed} = \frac{M_{T,Ed}}{W_t}$$

Siendo:

W_T : Módulo de resistencia a torsión.

$$W_T : \underline{37.84} \text{ cm}^3$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{261.90} \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{Mo}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : \underline{275.00} \text{ MPa}$$

• γ_{Mo} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{Mo} : \underline{1.05}$$

Resistencia a cortante Y y momento torsor combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No hay interacción entre momento torsor y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

3.8.3. CÁLCULO DE LAS VIGAS RIOSTRAS.

Estas vigas atan las cabezas de los pilares proporcionando estabilidad a toda la estructura. Son perfiles laminados de la gama IPE.

Aunque también se van a disponer tirantes en forma de cruz de San Andrés (calculados en el siguiente apartado) éstas vigas ayudan a transmitir los esfuerzos longitudinales a través de la nave.

En algunos de los pórticos que sustenten la viga carril se dispondrán éstas vigas riostras, además de en las cabezas de los pilares, a la altura de la viga carril, que junto con los tirantes conforman el **pórtico de frenado**. Esto es, un entramado lateral formado por dos recuadros

arriostrados que da mayor estabilidad ante los esfuerzos ocasionados por el frenado del puente grúa.

No es necesario colocar pórticos de frenado en todo el lateral de la nave en la que actúen las grúas. El pórtico de frenado arriostra el propio vano donde esta instalado y el contiguo. Los entramados laterales de la viga a contraviento actúan también como pórticos de frenado.

También se disponen perfiles IPE en los entramados de la **viga a contraviento**, luego a la hora de calcular dichos perfiles se hará para todas ellas a la vez.

Se procede a continuación a calcular las vigas riostras, tanto las que forman parte de los pórticos de frenado como las restantes.

El cálculo se ha efectuado con el programa Cype. De forma análoga al proceso seguido con los pórticos, en primer lugar se ha elegido un perfil para todas ellas, después el programa ha efectuado la comprobación y en último lugar se ha adoptado el perfil requerido en la viga más desfavorable para todas las demás.

Dado el número de ellas, el cálculo que se muestra es el efectuado en la barra más solicitada. Esta es una de las que conforman el pórtico de frenado contiguo al hastial trasero, es lógico pues dado que el viento incide directamente sobre los hastiales la riostra más solicitada es la que ata el hastial con el siguiente pórtico, además de que sólo el hastial trasero sustenta la viga carril (y no el trasero).

El perfil elegido para todas ellas es un IPE 80. Se muestran las comprobaciones efectuadas por el programa.

Materiales utilizados

Materiales utilizados						
Material		E	G	σ_e	α_t	γ
Tipo	Designación	(kp/cm ²)	(kp/cm ²)	(kp/cm ²)	(m/m°C)	(kg/dm ³)
Acero laminado	S275	2100000.00	807692.31	2803.26	1.2e-005	7.85
Notación:						

E : Módulo de elasticidad
 G : Módulo de cortadura
 σ_e : Límite elástico
 α_i : Coeficiente de dilatación
 γ : Peso específico

Descripción

Descripción									
Material		Barra (Ni/Nf)	Pieza (Ni/Nf)	Perfil(Serie)	Longitud (m)	β_{xy}	β_{xz}	Lb _{Sup.} (m)	Lb _{Inf.} (m)
Tipo	Designación								
Acero laminado	S275	N2/N7	N2/N7	IPE 80 (IPE)	5.000	0.00	1.00	-	-
Notación: Ni: Nudo inicial Nf: Nudo final β_{xy} : Coeficiente de pandeo en el plano 'XY' β_{xz} : Coeficiente de pandeo en el plano 'XZ' Lb _{Sup.} : Separación entre arriostramientos del ala superior Lb _{Inf.} : Separación entre arriostramientos del ala inferior									

Características mecánicas									
Material		Ref.	Descripción	A (cm ²)	A _{vy} (cm ²)	A _{vz} (cm ²)	I _{yy} (cm ⁴)	I _{zz} (cm ⁴)	I _t (cm ⁴)
Tipo	Designación								
Acero laminado	S275	1	IPE 80, (IPE)	7.64	3.59	2.38	80.14	8.49	0.70
Notación: Ref.: Referencia A: Área de la sección transversal A _{vy} : Área de cortante de la sección según el eje local 'Y' A _{vz} : Área de cortante de la sección según el eje local 'Z' I _{yy} : Inercia de la sección alrededor del eje local 'Y' I _{zz} : Inercia de la sección alrededor del eje local 'Z' I _t : Inercia a torsión Las características mecánicas de las piezas corresponden a la sección en el punto medio de las mismas.									

RESULTADOS:

Resistencia

Comprobación de resistencia										
Barra	η (%)	Posición (m)	Esfuerzos pésimos						Origen	Estado
			N (kN)	V _y (kN)	V _z (kN)	M _t (kN·m)	M _y (kN·m)	M _z (kN·m)		
N2/N7	62.43	2.500	-31.232	0.000	0.000	0.00	0.25	0.00	GV	Cumple

Flechas

Flechas								
Grupo	Flecha máxima absoluta xy		Flecha máxima absoluta xz		Flecha activa absoluta xy		Flecha activa absoluta xz	
	Flecha máxima relativa xy		Flecha máxima relativa xz		Flecha activa relativa xy		Flecha activa relativa xz	
	Pos. (m)	Flecha (mm)						
N2/N7	2.813	0.00	2.500	2.85	2.813	0.00	0.000	0.00
	-	L/(>1000)	2.500	L/(>1000)	-	L/(>1000)	-	L/(>1000)

Barra	COMPROBACIONES (CTE DB SE-A)															Estado
	$\bar{\lambda}$	λ_w	N_t	N_c	M_y	M_z	V_z	V_y	$M_y V_z$	$M_z V_y$	$NM_y M_z$	$NM_y M_z V_y V_z$	M_t	$M_t V_z$	$M_t V_y$	
N2/N7	$\bar{\lambda} < 2.0$ Cumple	x: 0.313 m $\lambda_w \leq \lambda_{w,max}$ Cumple	$\eta = 0.1$	$\eta = 56.6$	x: 2.5 m $\eta = 4.1$	$M_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m $\eta = 0.4$	$V_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽²⁾	x: 0.313 m $\eta < 0.1$	N.P. ⁽³⁾	x: 2.5 m $\eta = 62.4$	x: 0.313 m $\eta < 0.1$	$M_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽⁴⁾	N.P. ⁽⁵⁾	N.P. ⁽⁵⁾	CUMPLE $\eta = 62.4$
<p>Notación:</p> <ul style="list-style-type: none"> $\bar{\lambda}$: Limitación de esbeltez λ_w: Abolladura del alma inducida por el ala comprimida N_t: Resistencia a tracción N_c: Resistencia a compresión M_y: Resistencia a flexión eje Y M_z: Resistencia a flexión eje Z V_z: Resistencia a corte Z V_y: Resistencia a corte Y $M_y V_z$: Resistencia a momento flector Y y fuerza cortante Z combinados $M_z V_y$: Resistencia a momento flector Z y fuerza cortante Y combinados $NM_y M_z$: Resistencia a flexión y axil combinados $NM_y M_z V_y V_z$: Resistencia a flexión, axil y cortante combinados M_t: Resistencia a torsión $M_t V_z$: Resistencia a cortante Z y momento torsor combinados $M_t V_y$: Resistencia a cortante Y y momento torsor combinados x: Distancia al origen de la barra η: Coeficiente de aprovechamiento (%) N.P.: No procede <p>Comprobaciones que no proceden (N.P.):</p> <ul style="list-style-type: none"> ⁽¹⁾ La comprobación no procede, ya que no hay momento flector. ⁽²⁾ La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante. ⁽³⁾ No hay interacción entre momento flector y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede. ⁽⁴⁾ La comprobación no procede, ya que no hay momento torsor. ⁽⁵⁾ No hay interacción entre momento torsor y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede. 																

3.8.4. CÁLCULO DE LOS TIRANTES.

Todos los tirantes de la nave son redondos de acero S 275. Se colocan formando cruces de San Andrés tanto en cubiertas formando vigas a contraviento como en laterales formando los pórticos de frenado ya mencionados.

La viga a contraviento debe colocarse en los extremos de la nave, ya que es donde mayor incidencia tiene el viento y es donde mayor sollicitación tendrán los tirantes.

Sin embargo, al disponer una junta de dilatación se impone la instalación de vigas a contraviento a ambos lados de ésta, pues, a efectos de diseño es como si se tratase de dos naves individuales y, por tanto, deben disponerse vigas a contraviento en los extremos de ambas.

Para efectuar los cálculos se sigue el mismo proceso que en los apartados anteriores. Primeramente, se selecciona un tipo de perfil para después comprobarlo.

En este caso, como se encuentran tirantes conformando distintas partes de la estructura no se puede igualar todos al más desfavorable ya que no es asemejable una viga a contraviento con un pórtico de frenado, por ejemplo.

Para todos ellos el material empleado es el mismo y tiene las mismas características:

Materiales utilizados						
Material		E	G	σ_e	α_t	γ
Tipo	Designación	(kp/cm ²)	(kp/cm ²)	(kp/cm ²)	(m/m°C)	(kg/dm ³)
Acero laminado	S275	2100000.00	807692.31	2803.26	1.2e-005	7.85
Notación: <i>E: Módulo de elasticidad</i> <i>G: Módulo de cortadura</i> <i>σ_e: Límite elástico</i> <i>α_t: Coeficiente de dilatación</i> <i>γ: Peso específico</i>						

Así pues, se definen a continuación, los tipos de redondos que conforman cada parte estructural y las comprobaciones efectuadas.

3.8.4.A. Pórtico de frenado.

Las dimensiones de los redondos son para cada uno de los pórticos de frenado las mostradas en la **Figura 53**.

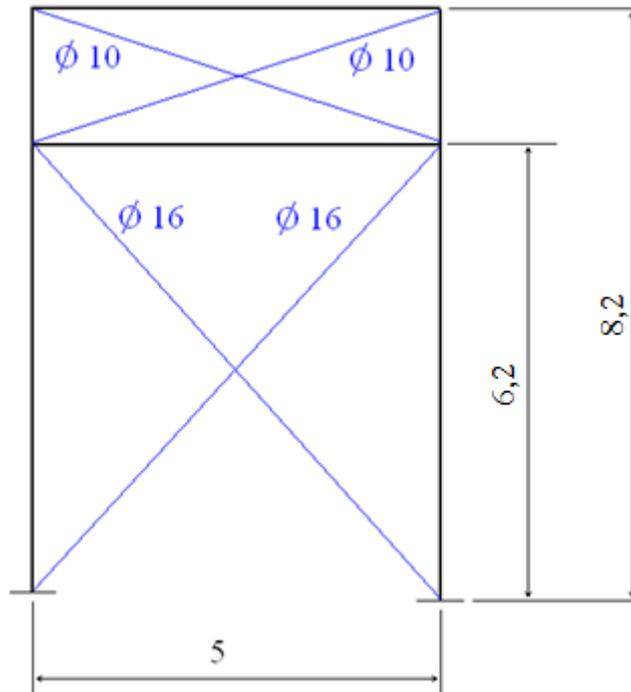


Figura 53

Los tirantes son elementos que sólo trabajan a tracción, por eso es necesario disponer siempre parejas, para cuando se inviertan el sentido de las solicitaciones que trabaje el otro tirante.

Como se ha comentado, el pórtico de frenado más solicitado es el contiguo al hastial delantero. Las comprobaciones efectuadas a continuación son para este elemento.

Características mecánicas							
Material		Ref.	Descripción	A (cm ²)	I _{yy} (cm ⁴)	I _{zz} (cm ⁴)	I _{xx} (cm ⁴)
Tipo	Designación						

Acero laminado	S275	1	Ø16, Perfil simple, (Redondos)	2.01	0.32	0.32	0.64
		2	Ø10, Perfil simple, (Redondos)	0.79	0.05	0.05	0.10
<p>Notación: Ref.: Referencia A: Sección I_{yy}: Inercia flexión I_{yy} I_{zz}: Inercia flexión I_{zz} I_{xx}: Inercia torsión Las características mecánicas de las piezas corresponden a la sección en el punto medio de las mismas.</p>							

RESULTADOS

Resistencia

Comprobación de resistencia										
Barra	η (%)	Posición (m)	Esfuerzos pésimos						Origen	Estado
			N (kN)	V _y (kN)	V _z (kN)	M _t (kN·m)	M _y (kN·m)	M _z (kN·m)		
N138/N2	41.87	0.000	8.612	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	GV	Cumple
N6/N137	55.68	0.000	29.323	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	GV	Cumple

Barras	COMPROBACIONES (CTE DB SE-A)														Estado
	$\bar{\lambda}$	N _t	N _c	M _y	M _z	V _z	V _y	M _y V _z	M _z V _y	NM _y M _z	NM _y M _z V _y V _z	M _t	M _t V _z	M _t V _y	
N138/N2	$\bar{\lambda} \leq 4.0$ Cumple	$\eta = 41.9$	N _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽¹⁾	M _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽²⁾	M _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽²⁾	V _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽³⁾	V _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽³⁾	N.P. ⁽⁴⁾	N.P. ⁽⁴⁾	N.P. ⁽⁵⁾	N.P. ⁽⁶⁾	M _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽⁷⁾	N.P. ⁽⁸⁾	N.P. ⁽⁸⁾	CUMPLE $\eta = 41.9$
N6/N137	$\bar{\lambda} \leq 4.0$ Cumple	$\eta = 55.7$	N _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽¹⁾	M _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽²⁾	M _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽²⁾	V _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽³⁾	V _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽³⁾	N.P. ⁽⁴⁾	N.P. ⁽⁴⁾	N.P. ⁽⁵⁾	N.P. ⁽⁶⁾	M _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽⁷⁾	N.P. ⁽⁸⁾	N.P. ⁽⁸⁾	CUMPLE $\eta = 55.7$
<p>Notación: $\bar{\lambda}$: Limitación de esbeltez N_t: Resistencia a tracción N_c: Resistencia a compresión M_y: Resistencia a flexión eje Y M_z: Resistencia a flexión eje Z V_z: Resistencia a corte Z V_y: Resistencia a corte Y M_yV_z: Resistencia a momento flector Y y fuerza cortante Z combinados M_zV_y: Resistencia a momento flector Z y fuerza cortante Y combinados NM_yM_z: Resistencia a flexión y axil combinados NM_yM_zV_yV_z: Resistencia a flexión, axil y cortante combinados M_t: Resistencia a torsión M_tV_z: Resistencia a cortante Z y momento torsor combinados M_tV_y: Resistencia a cortante Y y momento torsor combinados x: Distancia al origen de la barra η: Coeficiente de aprovechamiento (%) N.P.: No procede</p>															

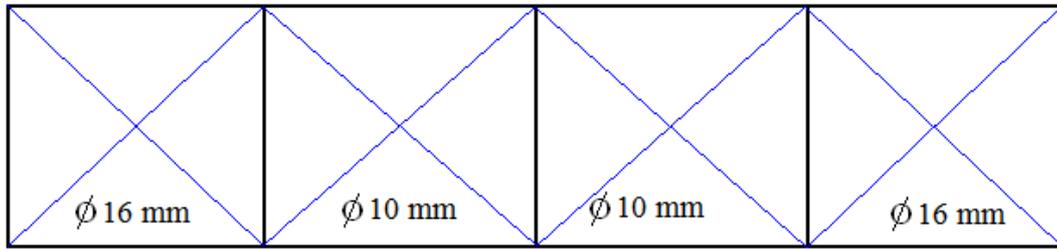
Barras	COMPROBACIONES (CTE DB SE-A)														Estado
	$\bar{\lambda}$	N_t	N_c	M_y	M_z	V_z	V_y	$M_y V_z$	$M_z V_y$	$N M_y M_z$	$N M_y M_z V_y V_z$	M_t	$M_t V_z$	$M_t V_y$	
<p>Comprobaciones que no proceden (N.P.):</p> <p>(1) La comprobación no procede, ya que no hay axil de compresión.</p> <p>(2) La comprobación no procede, ya que no hay momento flector.</p> <p>(3) La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.</p> <p>(4) No hay interacción entre momento flector y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.</p> <p>(5) No hay interacción entre axil y momento flector ni entre momentos flectores en ambas direcciones para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.</p> <p>(6) No hay interacción entre momento flector, axil y cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.</p> <p>(7) La comprobación no procede, ya que no hay momento torsor.</p> <p>(8) No hay interacción entre momento torsor y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.</p>															

3.8.4.B. Viga a contraviento.

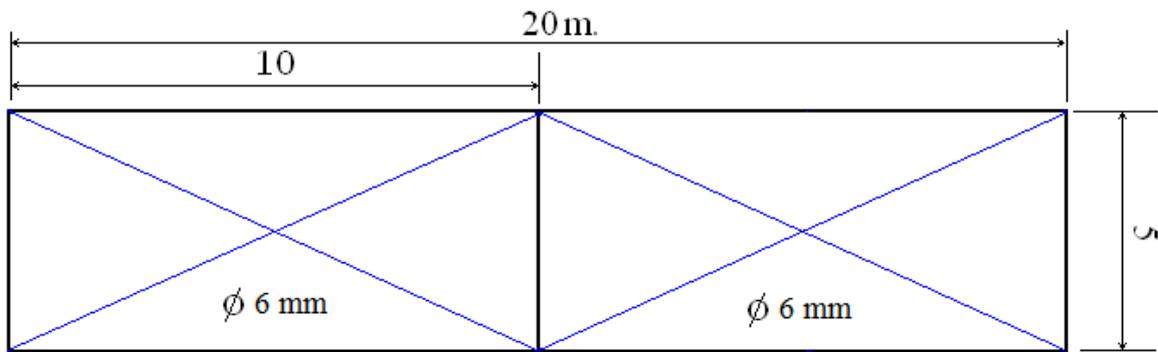
Para este apartado se presentan dos casos:

1. Las vigas a contraviento de los extremos de la nave
2. Las vigas a contraviento en la junta de dilatación.

Los esquemas de los mismos son los que aparecen en la **Figura 54**. Se han mantenido los diámetros de perfil de 10 mm y 16 mm; aunque en la viga a contraviento situada junto a la junta de dilatación el diámetro será de 6 mm para mayor facilidad de montaje y para que existan menos materiales diferentes en obra que puedan crear confusión y una mala puesta en obra.



1. Viga contraviento en hastiales



2. Viga contraviento en junta

Figura 54

Se muestran las comprobaciones efectuadas para cada tipo:

1. Viga a contraviento en los hastiales.

Descripción									
Material		Barra (Ni/Nf)	Pieza (Ni/Nf)	Perfil(Serie)	Longitud (m)	β_{xy}	β_{xz}	Lb _{Sup.} (m)	Lb _{Inf.} (m)
Tipo	Designación								
Acero laminado	S275	N107/N10	N107/N10	Ø10 (Redondos)	7.111	0.00	0.00	-	-
		N4/N134	N4/N134	Ø16 (Redondos)	7.111	0.00	0.00	-	-
Notación: Ni: Nudo inicial Nf: Nudo final β_{xy} : Coeficiente de pandeo en el plano 'XY' β_{xz} : Coeficiente de pandeo en el plano 'XZ' Lb _{Sup.} : Separación entre arriostramientos del ala superior Lb _{Inf.} : Separación entre arriostramientos del ala inferior									

Características mecánicas									
Material		Ref.	Descripción	A (cm ²)	Avy (cm ²)	Avz (cm ²)	Iyy (cm ⁴)	Izz (cm ⁴)	It (cm ⁴)
Tipo	Designación								
Acero laminado	S275	1	Ø10, (Redondos)	0.79	0.71	0.71	0.05	0.05	0.10
		2	Ø16, (Redondos)	2.01	1.81	1.81	0.32	0.32	0.64
<p>Notación: Ref.: Referencia A: Área de la sección transversal Avy: Área de cortante de la sección según el eje local 'Y' Avz: Área de cortante de la sección según el eje local 'Z' Iyy: Inercia de la sección alrededor del eje local 'Y' Izz: Inercia de la sección alrededor del eje local 'Z' It: Inercia a torsión Las características mecánicas de las piezas corresponden a la sección en el punto medio de las mismas.</p>									

RESULTADOS

Comprobación de resistencia										
Barra	η (%)	Posición (m)	Esfuerzos pésimos						Origen	Estado
			N (kN)	Vy (kN)	Vz (kN)	Mt (kN·m)	My (kN·m)	Mz (kN·m)		
N107/N10	70.97	0.000	14.598	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	GV	Cumple
N4/N134	83.75	0.000	44.100	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	GV	Cumple

Barras	COMPROBACIONES (CTE DB SE-A)														Estado
	$\bar{\lambda}$	N_t	N_c	M_y	M_z	V_z	V_y	M_yV_z	M_zV_y	NM_yM_z	$NM_yM_zV_yV_z$	M_t	M_tV_z	M_tV_y	
N107/N10	$\bar{\lambda} \leq 4.0$ Cumple	$\eta = 71.0$	$N_{Ed} = 0.00$ N.P. (1)	$M_{Ed} = 0.00$ N.P. (2)	$M_{Ed} = 0.00$ N.P. (2)	$V_{Ed} = 0.00$ N.P. (3)	$V_{Ed} = 0.00$ N.P. (3)	N.P. (4)	N.P. (4)	N.P. (5)	N.P. (6)	$M_{Ed} = 0.00$ N.P. (7)	N.P. (8)	N.P. (8)	CUMPLE $\eta = 71.0$
N4/N134	$\bar{\lambda} \leq 4.0$ Cumple	$\eta = 83.7$	$N_{Ed} = 0.00$ N.P. (1)	$M_{Ed} = 0.00$ N.P. (2)	$M_{Ed} = 0.00$ N.P. (2)	$V_{Ed} = 0.00$ N.P. (3)	$V_{Ed} = 0.00$ N.P. (3)	N.P. (4)	N.P. (4)	N.P. (5)	N.P. (6)	$M_{Ed} = 0.00$ N.P. (7)	N.P. (8)	N.P. (8)	CUMPLE $\eta = 83.7$

Notación:
 $\bar{\lambda}$: Limitación de esbeltez
 N_t : Resistencia a tracción
 N_c : Resistencia a compresión
 M_y : Resistencia a flexión eje Y
 M_z : Resistencia a flexión eje Z
 V_z : Resistencia a corte Z
 V_y : Resistencia a corte Y
 M_yV_z : Resistencia a momento flector Y y fuerza cortante Z combinados
 M_zV_y : Resistencia a momento flector Z y fuerza cortante Y combinados
 NM_yM_z : Resistencia a flexión y axil combinados
 $NM_yM_zV_yV_z$: Resistencia a flexión, axil y cortante combinados
 M_t : Resistencia a torsión
 M_tV_z : Resistencia a cortante Z y momento torsor combinados
 M_tV_y : Resistencia a cortante Y y momento torsor combinados
 x : Distancia al origen de la barra
 η : Coeficiente de aprovechamiento (%)
N.P.: No procede

Comprobaciones que no proceden (N.P.):
(1) La comprobación no procede, ya que no hay axil de compresión.
(2) La comprobación no procede, ya que no hay momento flector.
(3) La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.
(4) No hay interacción entre momento flector y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.
(5) No hay interacción entre axil y momento flector ni entre momentos flectores en ambas direcciones para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.
(6) No hay interacción entre momento flector, axil y cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.
(7) La comprobación no procede, ya que no hay momento torsor.
(8) No hay interacción entre momento torsor y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

2. Viga a contraviento en la junta de dilatación.

Puesto que en este caso todos los tirantes son de diámetro 6 mm sólo se muestra las comprobaciones efectuadas sobre uno sólo de ellos, el más solicitado.

Tras conocer los resultados mostrados por Cype, se estudia cual es el tirante mas cargado y los resultados obtenidos son los siguientes.

Descripción									
Material		Barra (Ni/Nf)	Pieza (Ni/Nf)	Perfil (Serie)	Longitud (m)	β_{xy}	β_{xz}	$Lb_{sup.}$ (m)	$Lb_{inf.}$ (m)
Tipo	Designación								
Acero laminado	S275	N34/N40	N34/N40	Ø6 (Redondos)	11.11	0.00	0.00	-	-

Notación:
 N_i : Nudo inicial
 N_f : Nudo final
 β_{xy} : Coeficiente de pandeo en el plano 'XY'
 β_{xz} : Coeficiente de pandeo en el plano 'XZ'
 $Lb_{sup.}$: Separación entre arriostramientos del ala superior
 $Lb_{inf.}$: Separación entre arriostramientos del ala inferior

Características mecánicas							
Material		Ref.	Descripción	A (cm ²)	I _{yy} (cm ⁴)	I _{zz} (cm ⁴)	I _{xx} (cm ⁴)
Tipo	Designación						
Acero laminado	S275	1	Ø6, Perfil simple, (Redondos)	0.28	0.01	0.01	0.01
Notación: Ref.: Referencia A: Sección I _{yy} : Inercia flexión I _{yy} I _{zz} : Inercia flexión I _{zz} I _{xx} : Inercia torsión Las características mecánicas de las piezas corresponden a la sección en el punto medio de las mismas.							

RESULTADOS

Comprobación de resistencia										
Barra	η (%)	Posición (m)	Esfuerzos pésimos						Origen	Estado
			N (Tn)	V _y (Tn)	V _z (Tn)	M _t (Tn·m)	M _y (Tn·m)	M _z (Tn·m)		
N34/N40	39.89	0.000	0.301	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	GV	Cumple

Barras	COMPROBACIONES (CTE DB SE-A)															Estado
	$\bar{\lambda}$	N _t	N _c	M _y	M _z	V _z	V _y	M _y V _z	M _z V _y	NM _y M _z	NM _y M _z V _y V _z	M _t	M _t V _z	M _t V _y		
N34/N40	$\bar{\lambda} \leq 4.0$ Cumple	η = 39.89	N _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽¹⁾	M _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽²⁾	M _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽²⁾	V _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽³⁾	V _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽³⁾	N.P. ⁽⁴⁾	N.P. ⁽⁴⁾	N.P. ⁽⁵⁾	N.P. ⁽⁶⁾	M _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽⁷⁾	N.P. ⁽⁸⁾	N.P. ⁽⁸⁾	CUMPLE η = 39.89	
Notación: $\bar{\lambda}$: Limitación de esbeltez N _t : Resistencia a tracción N _c : Resistencia a compresión M _y : Resistencia a flexión eje Y M _z : Resistencia a flexión eje Z V _z : Resistencia a corte Z V _y : Resistencia a corte Y M _y V _z : Resistencia a momento flector Y y fuerza cortante Z combinados M _z V _y : Resistencia a momento flector Z y fuerza cortante Y combinados NM _y M _z : Resistencia a flexión y axil combinados NM _y M _z V _y V _z : Resistencia a flexión, axil y cortante combinados M _t : Resistencia a torsión M _t V _z : Resistencia a cortante Z y momento torsor combinados M _t V _y : Resistencia a cortante Y y momento torsor combinados x: Distancia al origen de la barra η: Coeficiente de aprovechamiento (%) N.P.: No procede																
Comprobaciones que no proceden (N.P.): (1) La comprobación no procede, ya que no hay axil de compresión. (2) La comprobación no procede, ya que no hay momento flector. (3) La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante. (4) No hay interacción entre momento flector y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede. (5) No hay interacción entre axil y momento flector ni entre momentos flectores en ambas direcciones para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede. (6) No hay interacción entre momento flector, axil y cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede. (7) La comprobación no procede, ya que no hay momento torsor. (8) No hay interacción entre momento torsor y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.																

3.8.4.C. Entramado lateral de la viga a contraviento.

Como se ha comentado, en la parte de la nave donde operan las grúas el entramado lateral de las vigas a contraviento corresponde con los pórticos de frenado descritos en el apartado 3.7.4.A.

Sin embargo, en la parte de la nave donde se sitúa la entreplanta el entramado es distinto y su diseño es como se muestra a continuación:

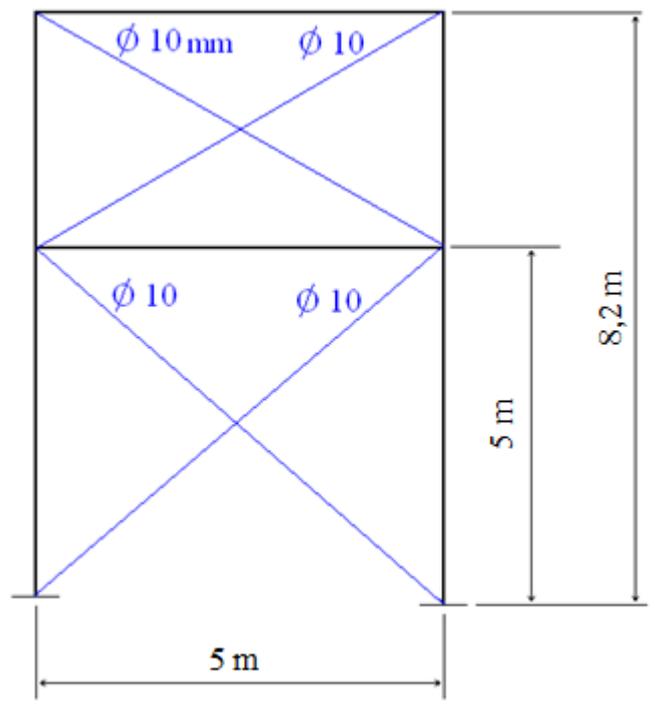


Figura 55

Puesto que en este caso todos los tirantes son de diámetro 10 mm sólo se muestra las comprobaciones efectuadas sobre uno sólo de ellos, el más solicitado.

Tras conocer los resultados mostrados por Cype, se estudia cual es el tirante mas cargado y los resultados obtenidos son los siguientes.

Descripción									
Material		Barra (Ni/Nf)	Pieza (Ni/Nf)	Perfil(Serie)	Longitud (m)	β_{xy}	β_{xz}	Lb _{Sup.} (m)	Lb _{Inf.} (m)
Tipo	Designación								
Acero laminado	S275	N81/N99	N81/N99	Ø10 (Redondos)	7.071	0.00	0.00	-	-
<p>Notación: <i>Ni: Nudo inicial</i> <i>Nf: Nudo final</i> <i>β_{xy}: Coeficiente de pandeo en el plano 'XY'</i> <i>β_{xz}: Coeficiente de pandeo en el plano 'XZ'</i> <i>Lb_{Sup.}: Separación entre arriostramientos del ala superior</i> <i>Lb_{Inf.}: Separación entre arriostramientos del ala inferior</i></p>									

Características mecánicas									
Material		Ref.	Descripción	A (cm ²)	Av _y (cm ²)	Av _z (cm ²)	I _{yy} (cm ⁴)	I _{zz} (cm ⁴)	I _t (cm ⁴)
Tipo	Designación								
Acero laminado	S275	1	Ø10, (Redondos)	0.79	0.71	0.71	0.05	0.05	0.10
<p>Notación: <i>Ref.: Referencia</i> <i>A: Área de la sección transversal</i> <i>Av_y: Área de cortante de la sección según el eje local 'Y'</i> <i>Av_z: Área de cortante de la sección según el eje local 'Z'</i> <i>I_{yy}: Inercia de la sección alrededor del eje local 'Y'</i> <i>I_{zz}: Inercia de la sección alrededor del eje local 'Z'</i> <i>I_t: Inercia a torsión</i> <i>Las características mecánicas de las piezas corresponden a la sección en el punto medio de las mismas.</i></p>									

RESULTADOS

Comprobación de resistencia										
Barra	η (%)	Posición (m)	Esfuerzos pésimos						Origen	Estado
			N (kN)	V _y (kN)	V _z (kN)	M _t (kN·m)	M _y (kN·m)	M _z (kN·m)		
N81/N99	55.91	0.000	11.500	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	GV	Cumple

Barra	COMPROBACIONES (CTE DB SE-A)													Estado	
	$\bar{\lambda}$	N_t	N_c	M_Y	M_Z	V_Z	V_Y	$M_Y V_Z$	$M_Z V_Y$	$N M_Y M_Z$	$N M_Y M_Z V_Y V_Z$	M_t	$M_t V_Z$		$M_t V_Y$
N81/N99	$\bar{\lambda} \leq 4.0$ Cumple	$\eta = 55.9$	$N_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽¹⁾	$M_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽²⁾	$M_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽²⁾	$V_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽³⁾	$V_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽³⁾	N.P. ⁽⁴⁾	N.P. ⁽⁴⁾	N.P. ⁽⁵⁾	N.P. ⁽⁶⁾	$M_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽⁷⁾	N.P. ⁽⁸⁾	N.P. ⁽⁸⁾	CUMPLE $\eta = 55.9$
<p><i>Notación:</i></p> <p>$\bar{\lambda}$: Limitación de esbeltez N_t: Resistencia a tracción N_c: Resistencia a compresión M_Y: Resistencia a flexión eje Y M_Z: Resistencia a flexión eje Z V_Z: Resistencia a corte Z V_Y: Resistencia a corte Y $M_Y V_Z$: Resistencia a momento flector Y y fuerza cortante Z combinados $M_Z V_Y$: Resistencia a momento flector Z y fuerza cortante Y combinados $N M_Y M_Z$: Resistencia a flexión y axil combinados $N M_Y M_Z V_Y V_Z$: Resistencia a flexión, axil y cortante combinados M_t: Resistencia a torsión $M_t V_Z$: Resistencia a cortante Z y momento torsor combinados $M_t V_Y$: Resistencia a cortante Y y momento torsor combinados x: Distancia al origen de la barra η: Coeficiente de aprovechamiento (%) N.P.: No procede</p>															
<p><i>Comprobaciones que no proceden (N.P.):</i></p> <p>⁽¹⁾ La comprobación no procede, ya que no hay axil de compresión. ⁽²⁾ La comprobación no procede, ya que no hay momento flector. ⁽³⁾ La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante. ⁽⁴⁾ No hay interacción entre momento flector y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede. ⁽⁵⁾ No hay interacción entre axil y momento flector ni entre momentos flectores en ambas direcciones para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede. ⁽⁶⁾ No hay interacción entre momento flector, axil y cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede. ⁽⁷⁾ La comprobación no procede, ya que no hay momento torsor. ⁽⁸⁾ No hay interacción entre momento torsor y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.</p>															

A modo ilustrativo se muestra el listado completo de comprobaciones efectuadas por el programa sobre este último redondo de acero, a fin de exponer las comprobaciones efectuadas en todos los tirantes.

Perfil: Ø10 Material: Acero (S275)						
Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas			
Inicial	Final		Área (cm ²)	I _y ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _z ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _t ⁽²⁾ (cm ⁴)
N81	N99	7.071	0.79	0.05	0.05	0.10
Notas: (1) Inercia respecto al eje indicado (2) Momento de inercia a torsión uniforme						
			Pandeo		Pandeo lateral	
			Plano XY	Plano XZ	Ala sup.	Ala inf.
β			0.00	0.00	0.00	0.00
L _k			0.000	0.000	0.000	0.000
C _m			1.000	1.000	1.000	1.000
C ₁			-		1.000	
Notación: β: Coeficiente de pandeo L _k : Longitud de pandeo (m) C _m : Coeficiente de momentos C ₁ : Factor de modificación para el momento crítico						

Limitación de esbeltez (CTE DB SE-A, Artículos 6.3.1 y 6.3.2.1 - Tabla 6.3)

La esbeltez reducida $\bar{\lambda}$ de las barras de arriostramiento traccionadas no debe superar el valor 4.0.

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}}$$

$$\bar{\lambda} < \underline{0.01} \quad \checkmark$$

Donde:

A: Área bruta de la sección transversal de la barra.

$$\mathbf{A} : \underline{0.79} \text{ cm}^2$$

f_y: Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$\mathbf{f}_y : \underline{275.00} \text{ MPa}$$

N_{cr}: Axil crítico de pandeo elástico.

$$\mathbf{N}_{cr} : \underline{\infty}$$

Resistencia a tracción (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.3)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{t,Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.559} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones 0.8·PP+1.35·CM1+1.5·V(270°)H2.

N_{t,Ed}: Axil de tracción solicitante de cálculo pésimo.

$$\mathbf{N}_{t,Ed} : \underline{11.50} \text{ kN}$$

La resistencia de cálculo a tracción $N_{t,Rd}$ viene dada por:

$$N_{t,Rd} = A \cdot f_{yd}$$

$$N_{t,Rd} : \underline{20.57} \text{ kN}$$

Donde:

A: Área bruta de la sección transversal de la barra.

$$A : \underline{0.79} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{261.90} \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{Mo}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : \underline{275.00} \text{ MPa}$$

γ_{Mo} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{Mo} : \underline{1.05}$$

Resistencia a compresión (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.5)

La comprobación no procede, ya que no hay axil de compresión.

Resistencia a flexión eje Y (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.6)

La comprobación no procede, ya que no hay momento flector.

Resistencia a flexión eje Z (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.6)

La comprobación no procede, ya que no hay momento flector.

Resistencia a corte Z (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.4)

La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.

Resistencia a corte Y (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.4)

La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.

Resistencia a momento flector Y y fuerza cortante Z combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No hay interacción entre momento flector y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Resistencia a momento flector Z y fuerza cortante Y combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No hay interacción entre momento flector y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Resistencia a flexión y axil combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No hay interacción entre axil y momento flector ni entre momentos flectores en ambas direcciones para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Resistencia a flexión, axil y cortante combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No hay interacción entre momento flector, axil y cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Resistencia a torsión (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.7)

La comprobación no procede, ya que no hay momento torsor.

Resistencia a cortante Z y momento torsor combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No hay interacción entre momento torsor y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Resistencia a cortante Y y momento torsor combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No hay interacción entre momento torsor y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

3.9. CÁLCULO DE LAS UNIONES.

3.9.1. UNIONES EN CORREAS.

3.9.1.A. Unión correa-correa.

Para realizar la unión entre correas se emplean unos accesorios denominados **conectores**, que son los que dan continuidad a éstas. Los conectores permiten el solape de las correas mediante unos tornillos que únicamente cumplen funciones de unión; por lo tanto, no es necesario calcularlos ya que se utilizaran los correspondientes a los conectores de las correas seleccionadas.

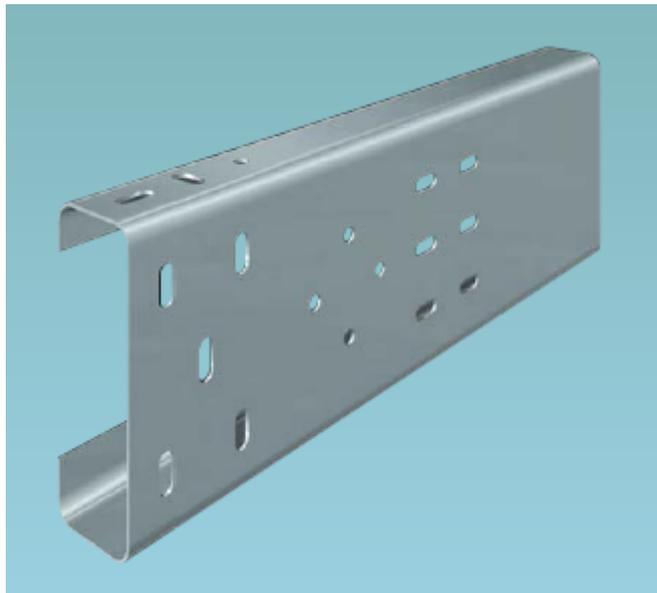


Figura 56

La unión del cerramiento a las correas se realiza mediante tornillos **roscachapa**.

3.9.1.B. Unión correa-pórtico.

Para unir las correas a los pórticos, tanto a las vigas en cubierta como a los pilares en fachada, se emplean unos accesorios denominados **ejiones**.

EJION	A	H	COLISO
CM-2	65	98	27,5x14,5
CM-3	81,25	148	27,5x14,5
CM-4	95	148	27,5x14,5
CM-5	118,75	198	27,5x16

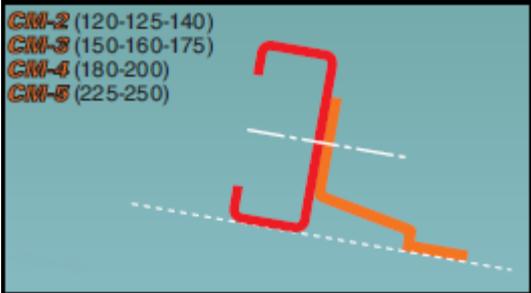


Figura 57

La unión se realiza mediante unos tornillos, que no hay que calcular debido a los pequeños esfuerzos de tracción que sufren. Por lo tanto los tornillos a utilizar serán los correspondientes a los ejiones de las correas seleccionadas.

3.9.2. UNIÓN VIGA-VIGA PORTICO INTERMEDIO.

Para calcular las uniones entre perfiles se ha empleado el programa Cype. Las uniones de las vigas se han diseñado **atornilladas y acarteladas**. Para realizar la unión viga-viga se utilizarán unas placas de acero tipo S-275 denominadas placas de testa. Asimismo se dispondrán de rigidizadores en la unión de las cartelas con las vigas. Todo esto se detalla en la siguiente imagen:

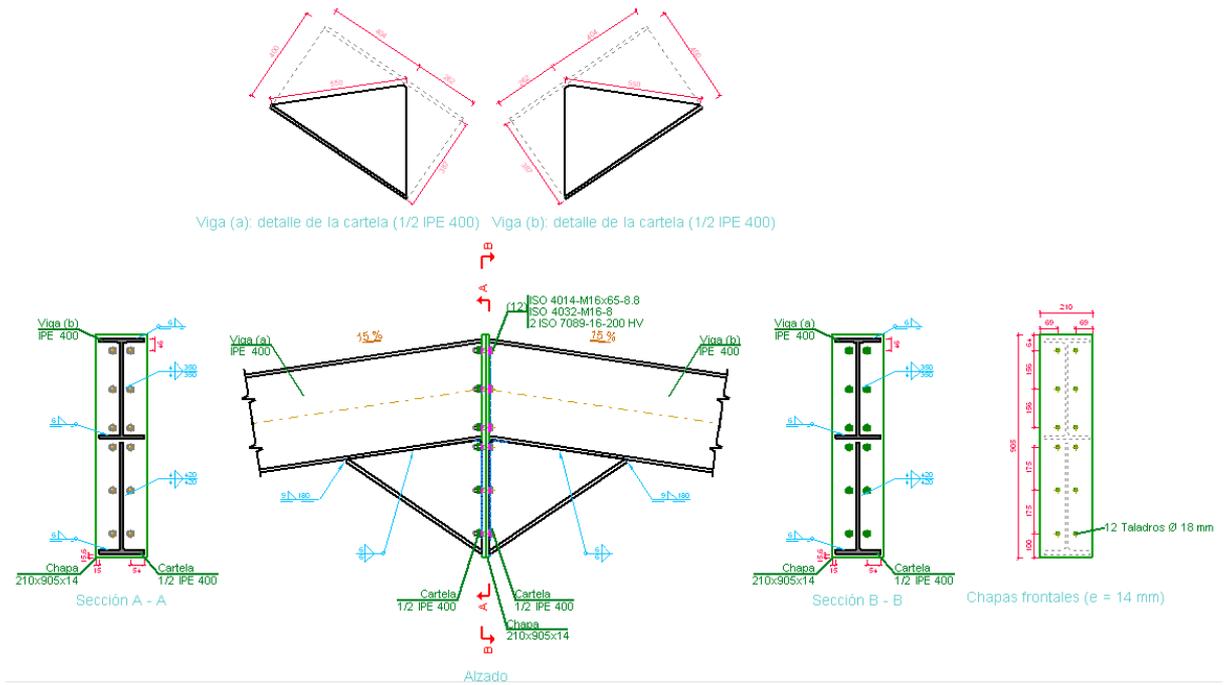
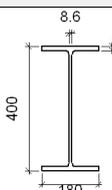


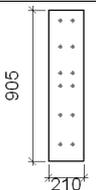
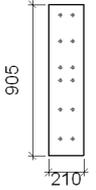
Figura 58

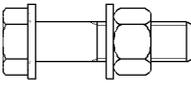
A continuación se procede a hacer la comprobación de todas las soldaduras:

- Comprobación de soldaduras:

b) Descripción de los componentes de la unión

		Perfiles							
Pieza	Descripción	Geometría				Acero			
		Esquema	Canto total (mm)	Ancho del ala (mm)	Espesor del ala (mm)	Espesor del alma (mm)	Tipo	f_v (MPa)	f_u (MPa)
Viga	IPE 400		400	180	13.5	8.6	S275	275.0	430.0

Elementos complementarios									
Pieza	Geometría				Taladros		Acero		
	Esquema	Ancho (mm)	Canto (mm)	Espesor (mm)	Cantidad	Diámetro (mm)	Tipo	f_y (MPa)	f_u (MPa)
Chapa frontal: Viga (a) IPE 400		210	905	14	12	18	S275	275.0	430.0
Chapa frontal: Viga (b) IPE 400		210	905	14	12	18	S275	275.0	430.0

Elementos de tornillería						
Descripción	Geometría			Acero		
	Esquema	Diámetro	Longitud (mm)	Clase	f_y (MPa)	f_u (MPa)
ISO 4014-M16x65-8.8 ISO 4032-M16-8 2 ISO 7089-16-200 HV		M16	65	8.8	640.0	800.0

c) Comprobación

1) Viga (a) IPE 400

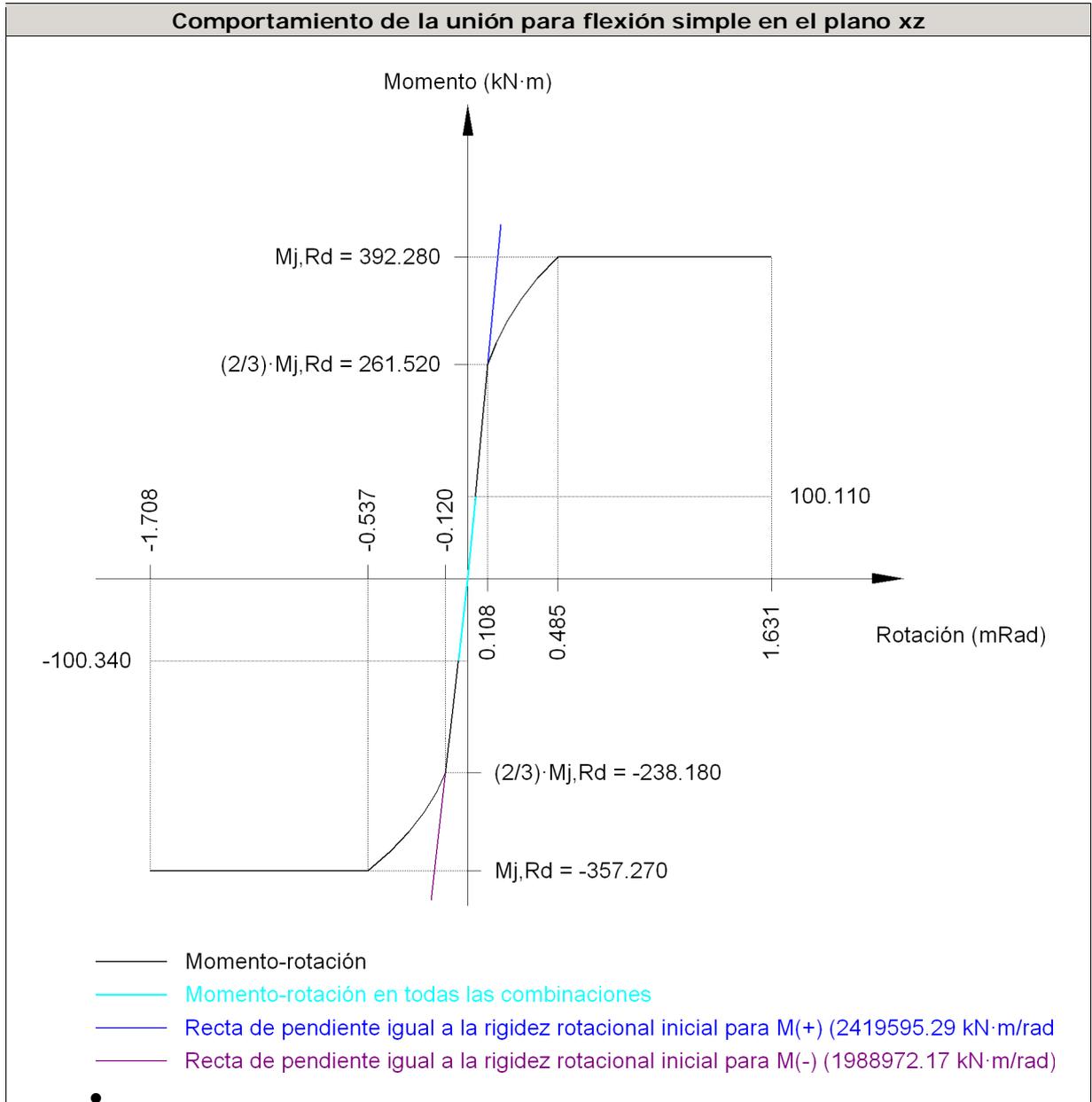
Comprobaciones de resistencia					
Componente	Comprobación	Unidades	Pésimo	Resistente	Aprov. (%)
Chapa frontal	Tracción por flexión	kN	30.216	90.432	33.41
Ala	Aplastamiento	kN	140.698	643.549	21.86
	Tracción	kN	16.981	278.007	6.11
Alma	Tracción	kN	53.246	211.721	25.15

Soldaduras en ángulo										
Descripción	a (mm)	Tensión de Von Mises					Tensión normal		f_u (MPa)	β_w
		σ_{\perp} (MPa)	τ_{\perp} (MPa)	$\tau_{//}$ (MPa)	Valor (MPa)	Aprov. (%)	σ_{\perp} (MPa)	Aprov. (%)		
Soldadura del ala superior	6	29.7	34.5	0.0	66.8	16.50	33.1	9.63	430.0	0.85
Soldadura del alma	4	43.2	43.2	0.1	86.5	21.36	43.2	12.57	430.0	0.85

Soldaduras en ángulo										
Descripción	a (mm)	Tensión de Von Mises					Tensión normal		f _u (MPa)	β _w
		σ _⊥ (MPa)	τ _⊥ (MPa)	τ _{//} (MPa)	Valor (MPa)	Aprov. (%)	σ _⊥ (MPa)	Aprov. (%)		
Soldadura del ala inferior	6	16.0	18.6	0.0	35.9	8.88	16.0	4.65	430.0	0.85
Soldadura del alma de la cartela	4	44.0	44.0	1.3	87.9	21.73	44.0	12.78	430.0	0.85
Soldadura del ala de la cartela	6	19.7	37.2	0.0	67.4	16.65	35.4	10.28	430.0	0.85
Soldadura del alma de la cartela al ala inferior	6	0.0	0.0	2.4	4.1	1.02	0.0	0.00	430.0	0.85
Soldadura del ala de la cartela al ala inferior ●	9	Para este cordón en ángulo, se adopta el espesor de garganta máximo compatible con los espesores de las piezas a unir.								

Rigidez rotacional inicial	Plano xy (kN·m/rad)	Plano xz (kN·m/rad)
Calculada para momentos positivos	126757.89	2419595.29
● Calculada para momentos negativos	126757.89	1988972.17

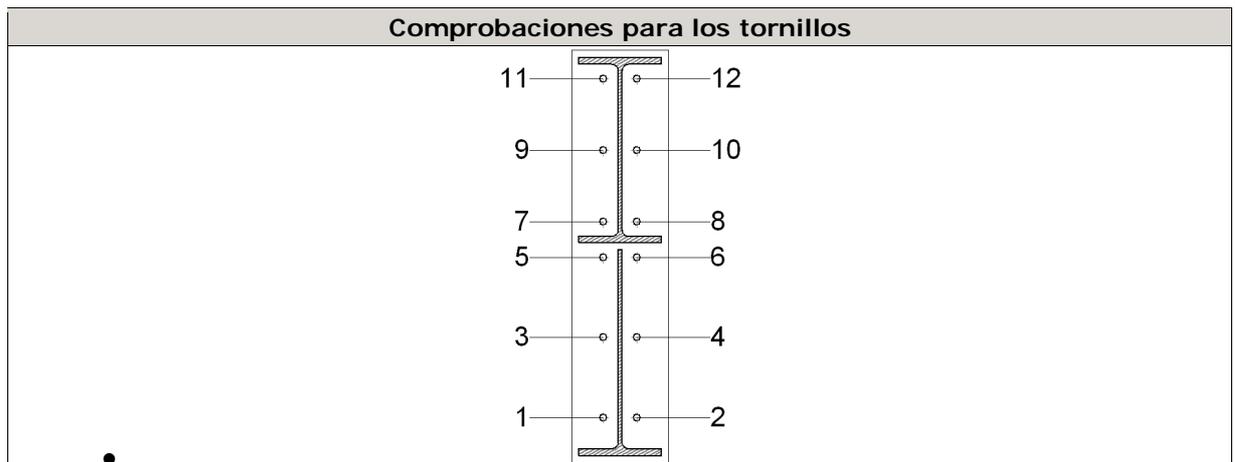
Comportamiento de la unión para flexión simple en el plano xz



2) Viga (b) IPE 400

Comprobaciones de resistencia					
Componente	Comprobación	Unidades	Pésimo	Resistente	Aprov. (%)
Chapa frontal	Tracción por flexión	kN	30.216	90.432	33.41
Ala	Compresión	kN	140.698	643.549	21.86
	Tracción	kN	16.981	278.007	6.11
Alma	Tracción	kN	53.246	211.721	25.15

Soldaduras en ángulo										
Descripción	a (mm)	Tensión de Von Mises					Tensión normal		f _u (MPa)	β _w
		σ _⊥ (MPa)	τ _⊥ (MPa)	τ _{//} (MPa)	Valor (MPa)	Aprov. (%)	σ _⊥ (MPa)	Aprov. (%)		
Soldadura del ala superior	6	29.7	34.5	0.0	66.8	16.50	33.1	9.63	430.0	0.85
Soldadura del alma	4	43.2	43.2	0.2	86.5	21.36	43.2	12.57	430.0	0.85
Soldadura del ala inferior	6	16.0	18.6	0.0	35.9	8.88	16.0	4.65	430.0	0.85
Soldadura del alma de la cartela	4	44.0	44.0	1.1	87.9	21.73	44.0	12.78	430.0	0.85
Soldadura del ala de la cartela	6	19.7	37.2	0.0	67.4	16.65	35.3	10.28	430.0	0.85
Soldadura del alma de la cartela al ala inferior	6	0.0	0.0	2.4	4.1	1.02	0.0	0.00	430.0	0.85
Soldadura del ala de la cartela al ala inferior	9	Para este cordón en ángulo, se adopta el espesor de garganta máximo compatible con los espesores de las piezas a unir.								

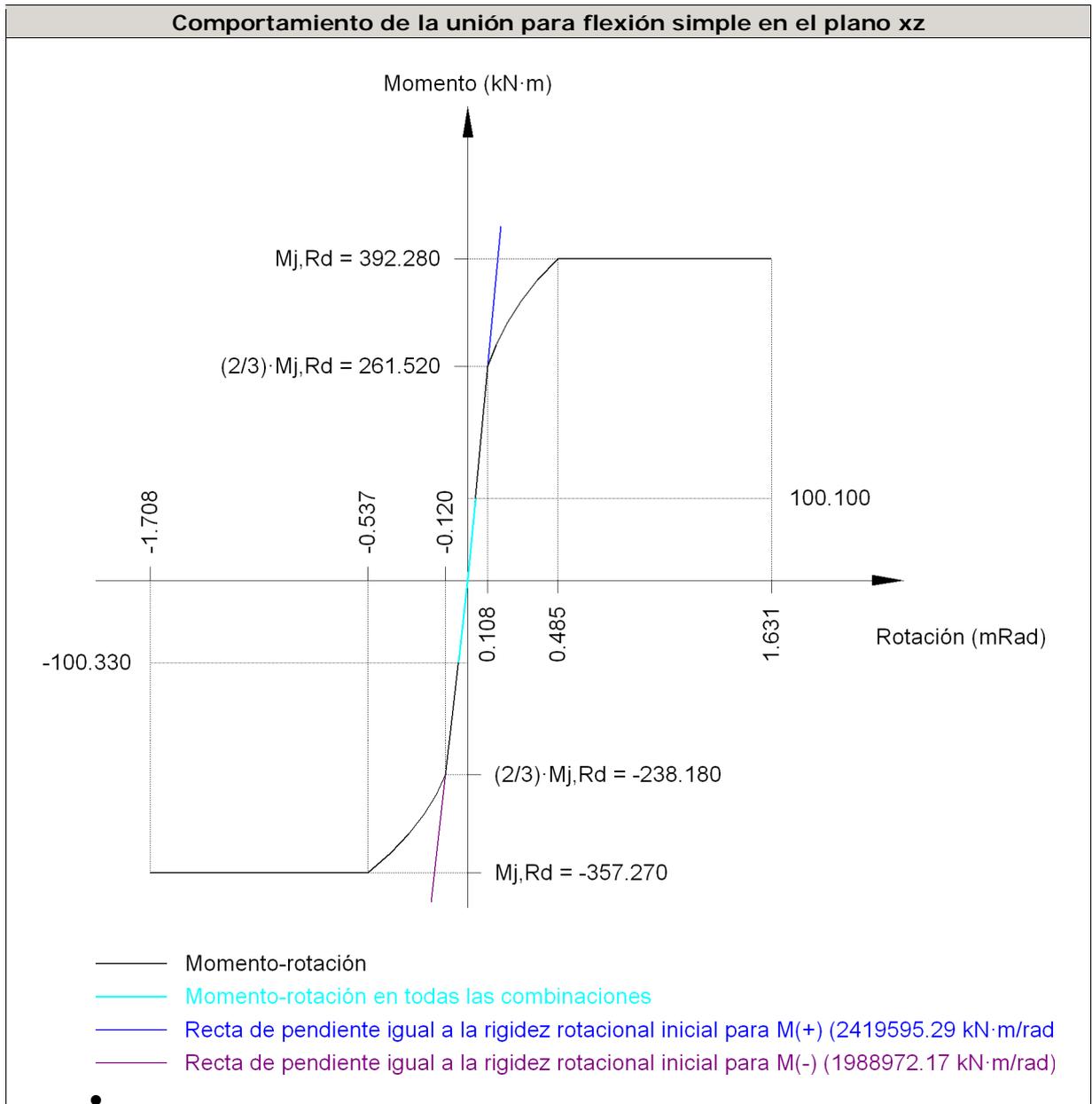


Tornillo	Diámetro	Cortante				Tracción				Interacción tracción y cortante	Aprov. Máx. (%)
		Comprobación	Pésimo (kN)	Resistente (kN)	Aprov. (%)	Comprobación	Pésimo (kN)	Resistente (kN)	Aprov. (%)		
1	M16	Sección transversal	6.331	64.340	9.84	Vástago	26.623	90.432	29.44	21.03	29.44
		Aplastamiento	6.331	192.640	3.29	Punzonamiento	26.623	230.353	11.56		
2	M16	Sección transversal	6.331	64.340	9.84	Vástago	26.581	90.432	29.39	20.99	29.39
		Aplastamiento	6.331	192.640	3.29	Punzonamiento	26.581	230.353	11.54		
3	M16	Sección transversal	3.865	64.340	6.01	Vástago	20.597	90.432	22.78	16.27	22.78
		Aplastamiento	3.865	192.640	2.01	Punzonamiento	20.597	230.353	8.94		
4	M16	Sección transversal	4.266	64.340	6.63	Vástago	20.552	90.432	22.73	16.23	22.73
		Aplastamiento	4.266	192.640	2.21	Punzonamiento	20.552	230.353	8.92		
5	M16	Sección transversal	1.403	64.340	2.18	Vástago	14.577	90.432	16.12	11.67	16.12
		Aplastamiento	1.403	192.640	0.73	Punzonamiento	14.577	230.353	6.33		
6	M16	Sección transversal	1.403	64.340	2.18	Vástago	14.531	90.432	16.07	11.62	16.07
		Aplastamiento	1.403	192.640	0.73	Punzonamiento	14.531	230.353	6.31		

Tornillo	Diámetro	Cortante				Tracción				Interacción tracción y cortante Aprov. (%)	Aprov. Máx. (%)
		Comprobación	Pésimo (kN)	Resistente (kN)	Aprov. (%)	Comprobación	Pésimo (kN)	Resistente (kN)	Aprov. (%)		
7	M16	Sección transversal	1.403	64.340	2.18	Vástago	17.699	90.432	19.57	14.13	19.57
		Aplastamiento	1.403	192.640	0.73	Punzonamiento	17.699	230.353	7.68		
8	M16	Sección transversal	1.403	64.340	2.18	Vástago	17.653	90.432	19.52	14.08	19.52
		Aplastamiento	1.403	192.640	0.73	Punzonamiento	17.653	230.353	7.66		
9	M16	Sección transversal	2.894	64.340	4.50	Vástago	26.066	90.432	28.82	20.74	28.82
		Aplastamiento	2.894	192.640	1.50	Punzonamiento	26.066	230.353	11.32		
10	M16	Sección transversal	2.894	64.340	4.50	Vástago	26.015	90.432	28.77	20.69	28.77
		Aplastamiento	2.894	192.640	1.50	Punzonamiento	26.015	230.353	11.29		
11	M16	Sección transversal	6.739	64.340	10.47	Vástago	30.216	90.432	33.41	24.02	33.41
		Aplastamiento	6.739	192.640	3.50	Punzonamiento	30.216	230.353	13.12		
12	M16	Sección transversal	6.739	64.340	10.47	Vástago	30.169	90.432	33.36	23.97	33.36
		Aplastamiento	6.739	192.640	3.50	Punzonamiento	30.169	230.353	13.10		

Rigidez rotacional inicial	Plano xy (kN·m/rad)	Plano xz (kN·m/rad)
Calculada para momentos positivos	126757.89	2419595.29
● Calculada para momentos negativos	126757.89	1988972.17

Comportamiento de la unión para flexión simple en el plano xz



d) Medición

Soldaduras				
f_u (MPa)	Ejecución	Tipo	Espesor de garganta (mm)	Longitud de cordones (mm)
430.0	En taller	En ángulo	4	3078
			6	4261
			9	360

Chapas				
Material	Tipo	Cantidad	Dimensiones (mm)	Peso (kg)
S275	Chapas	2	210x905x14	41.77
				Total

Elementos de tornillería			
Tipo	Material	Cantidad	Descripción
Tornillos	Clase 8.8	12	ISO 4014-M16x65
Tuercas	Clase 8	12	ISO 4032-M16
Arandelas	Dureza 200 HV	24	ISO 7089-16

3.9.3. UNIÓN VIGA –PILAR PORTICO INTERMEDIO.

3.9.3.A. Unión Viga IPE 400 con Pilar HEB 260.

Las uniones de las vigas con los pilares también son **atornilladas y acarteladas**. Asimismo se dispondrán de rigidizadores en la unión de las cartelas con el pilar.

No hay que olvidar que en la cabeza de los pilares confluyen también las **vigas riostras** que son perfiles IPE 80, la unión de éstas se realiza atornillada conformando una **unión articulada**, encajando en el recuadro formado por los rigidizadores. En este apartado se estudiarán ambas soldaduras, tanto la unión IPE 400 – HEB 260 como la unión IPE 80 – HEB 260. Todo esto se detalla en la siguiente imagen **Figura 59**.

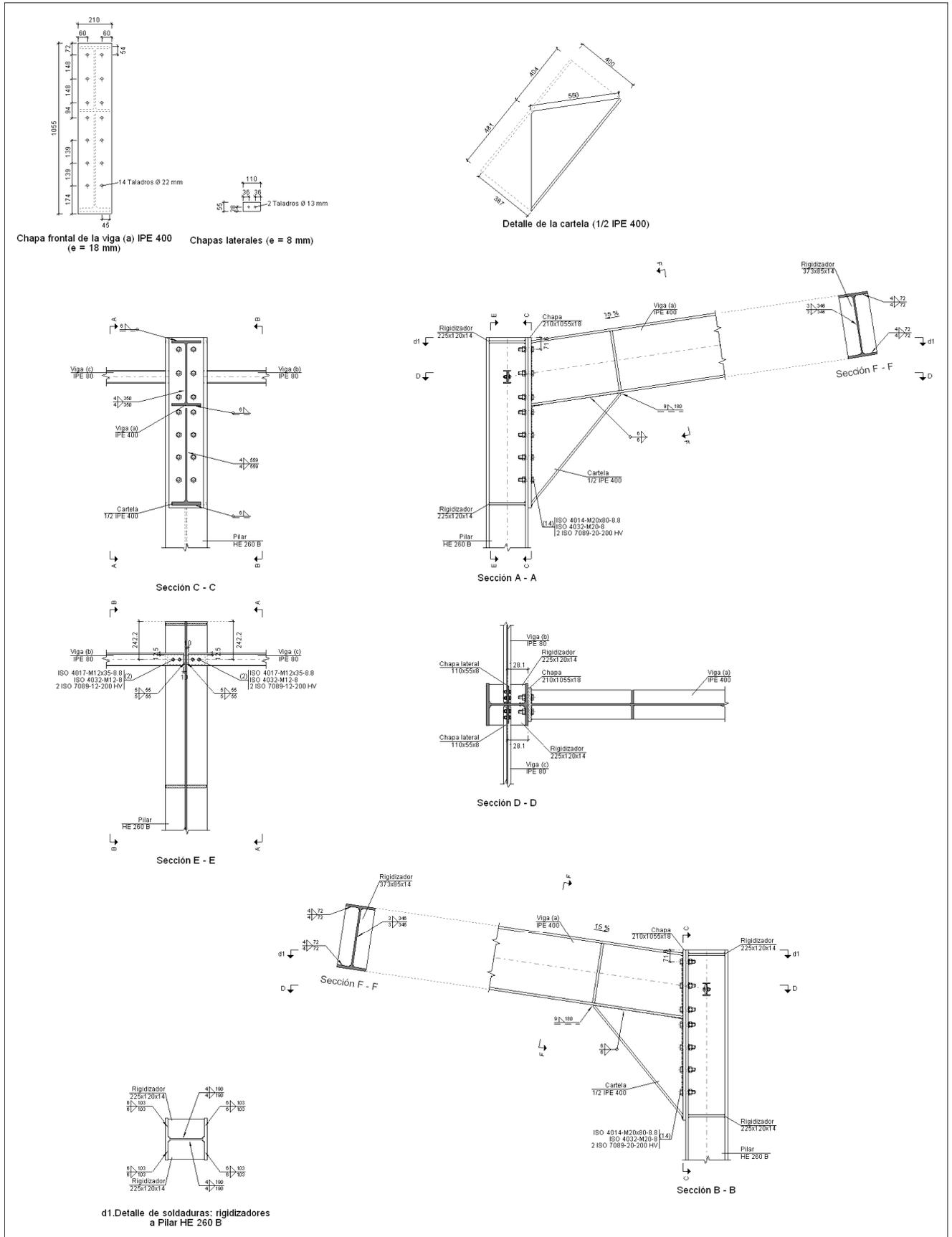
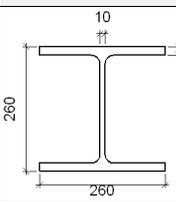
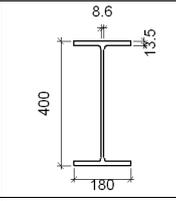
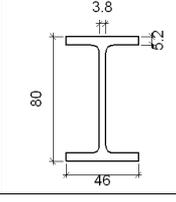


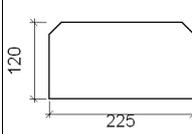
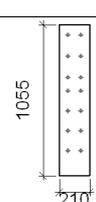
Figura 59

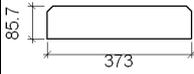
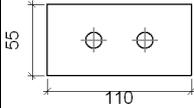
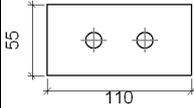
A continuación se procede a hacer la comprobación de todas las soldaduras:

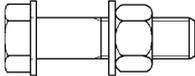
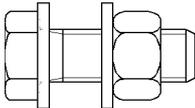
Comprobación de soldaduras:

b) Descripción de los componentes de la unión

Perfiles									
Pieza	Descripción	Esquema	Geometría				Acero		
			Canto total (mm)	Ancho del ala (mm)	Espesor del ala (mm)	Espesor del alma (mm)	Tipo	f_v (MPa)	f_u (MPa)
Pilar	HE 260 B		260	260	17.5	10	S275	275.0	430.0
Viga	IPE 400		400	180	13.5	8.6	S275	275.0	430.0
Viga	IPE 80		80	46	5.2	3.8	S275	275.0	430.0

Elementos complementarios									
Pieza	Geometría				Taladros		Acero		
	Esquema	Ancho (mm)	Canto (mm)	Espesor (mm)	Cantidad	Diámetro (mm)	Tipo	f_v (MPa)	f_u (MPa)
Rigidizador		225	120	14	-	-	S275	275.0	430.0
Chapa frontal: Viga (a) IPE 400		210	1055	18	14	22	S275	275.0	430.0

Elementos complementarios									
Pieza	Geometría				Taladros		Acero		
	Esquema	Ancho (mm)	Canto (mm)	Espesor (mm)	Cantidad	Diámetro (mm)	Tipo	f_v (MPa)	f_u (MPa)
Rigidizador de refuerzo del extremo de la cartela		373	85.7	14	-	-	S275	275.0	430.0
Chapa lateral: Viga (b) IPE 80		110	55	8	2	13	S275	275.0	430.0
Chapa lateral: Viga (c) IPE 80		110	55	8	2	13	S275	275.0	430.0

Elementos de tornillería						
Descripción	Geometría			Clase	Acero	
	Esquema	Diámetro	Longitud (mm)		f_v (MPa)	f_u (MPa)
ISO 4014-M20x80-8.8 ISO 4032-M20-8 2 ISO 7089-20-200 HV		M20	80	8.8	640.0	800.0
ISO 4017-M12x35-8.8 ISO 4032-M12-8 2 ISO 7089-12-200 HV		M12	35	8.8	640.0	800.0

c) Comprobación

1) Pilar HE 260 B

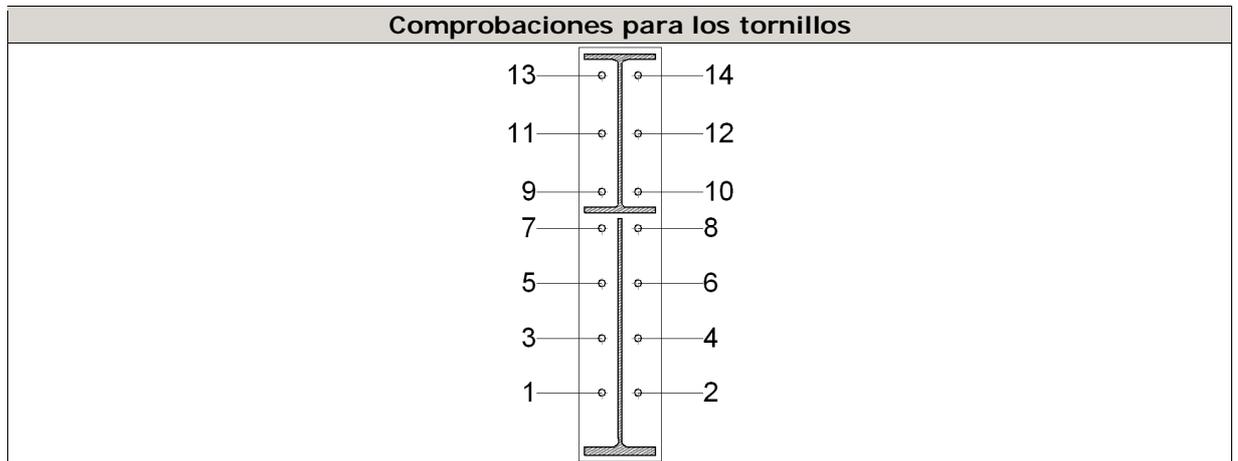
Comprobaciones de resistencia						
Componente	Comprobación	Unidades	Pésimo	Resistente	Aprov. (%)	
Panel	Esbeltez	-	22.50	64.71	34.77	
	Cortante	kN	816.248	1385.559	58.91	
Rigidizadores	Ala	Desgarro	MPa	124.596	261.905	47.57
	Ala	Cortante	MPa	170.397	261.905	65.06
Viga (a) IPE 400	Ala	Tracción por flexión	kN	51.535	141.120	36.52
		Tracción	kN	17.962	368.738	4.87
	Alma	Tracción	kN	103.070	235.889	43.69
Viga (b) IPE 80	Alma	Punzonamiento	kN	36.632	260.064	14.09
		Flexión por fuerza perpendicular	kN	33.049	72.157	45.80
Viga (c) IPE 80	Alma	Punzonamiento	kN	36.632	260.064	14.09
		Flexión por fuerza perpendicular	kN	33.049	72.157	45.80

Soldaduras en ángulo										
Descripción	a (mm)	Tensión de Von Mises					Tensión normal		f _u (MPa)	β _w
		σ _⊥ (MPa)	τ _⊥ (MPa)	τ _{//} (MPa)	Valor (MPa)	Aprov. (%)	σ _⊥ (MPa)	Aprov. (%)		
Soldadura del rigidizador superior a las alas	6	55.6	55.6	0.1	111.2	27.47	55.6	16.16	430.0	0.85
Soldadura del rigidizador superior al alma	4	0.0	0.0	52.8	91.4	22.58	0.0	0.00	430.0	0.85
Soldadura del rigidizador inferior a las alas	6	61.0	61.0	0.1	121.9	30.13	61.0	17.72	430.0	0.85
Soldadura del rigidizador inferior al alma	4	0.0	0.0	68.1	117.9	29.13	0.0	0.00	430.0	0.85
Soldadura del rigidizador superior a las alas	6	55.0	55.0	0.1	110.1	27.19	55.0	16.00	430.0	0.85
Soldadura del rigidizador superior al alma	4	0.0	0.0	52.2	90.4	22.35	0.0	0.00	430.0	0.85
Soldadura del rigidizador inferior a las alas	6	61.9	61.9	0.2	123.7	30.57	61.9	17.98	430.0	0.85
Soldadura del rigidizador inferior al alma	4	0.0	0.0	69.1	119.7	29.57	0.0	0.00	430.0	0.85

2) Viga (a) IPE 400

Comprobaciones de resistencia					
Componente	Comprobación	Unidades	Pésimo	Resistente	Aprov. (%)
Chapa frontal	Tracción por flexión	kN	51.535	135.848	37.94
Ala	Compresión	kN	195.770	643.549	30.42
	Tracción	kN	23.955	318.214	7.53
Alma	Tracción	kN	103.070	279.603	36.86

Soldaduras en ángulo										
Descripción	a (mm)	Tensión de Von Mises					Tensión normal		f _u (MPa)	β _w
		σ _⊥ (MPa)	τ _⊥ (MPa)	τ _{//} (MPa)	Valor (MPa)	Aprov. (%)	σ _⊥ (MPa)	Aprov. (%)		
Soldadura del ala superior	6	44.4	51.5	0.5	99.7	24.64	53.7	15.62	430.0	0.85
Soldadura del alma	4	46.0	46.0	7.5	93.0	22.98	46.0	13.38	430.0	0.85
Soldadura del ala inferior	6	26.5	22.8	0.3	47.5	11.74	26.5	7.69	430.0	0.85
Soldadura del alma de la cartela	4	65.0	65.0	8.2	130.7	32.30	65.0	18.89	430.0	0.85
Soldadura del ala de la cartela	6	27.4	77.9	0.0	137.6	34.00	74.0	21.52	430.0	0.85
Soldadura del alma de la cartela al ala inferior	6	0.0	0.0	5.1	8.8	2.18	0.0	0.00	430.0	0.85
Soldadura del rigidizador de refuerzo del extremo de la cartela a las alas	4	167.9	167.9	0.0	335.8	82.98	167.9	48.81	430.0	0.85
Soldadura del rigidizador de refuerzo del extremo de la cartela al alma	3	0.0	0.0	66.1	114.4	28.28	0.0	0.00	430.0	0.85
Soldadura del ala de la cartela al ala inferior	9	Para este cordón en ángulo, se adopta el espesor de garganta máximo compatible con los espesores de las piezas a unir.								

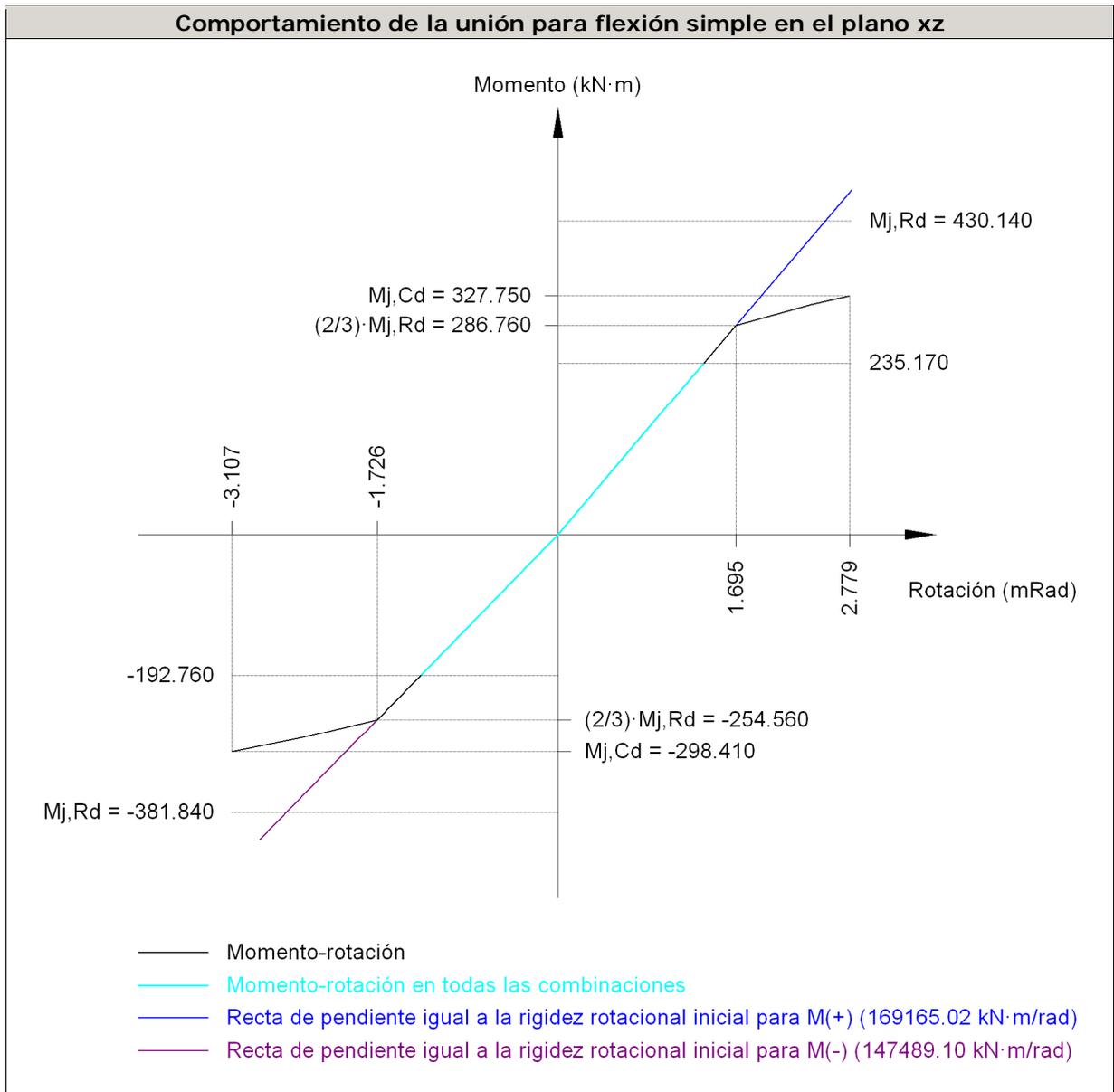


Tornillo	Diámetro	Cortante				Tracción				Interacción tracción y cortante	Aprov. Máx. (%)
		Comprobación	Pésimo (kN)	Resistente (kN)	Aprov. (%)	Comprobación	Pésimo (kN)	Resistente (kN)	Aprov. (%)		
1	M20	Sección transversal	31.327	100.531	31.16	Vástago	53.535	141.120	37.94	31.16	37.94
		Aplastamiento	31.327	301.000	10.41	Punzonamiento	53.535	357.160	14.99		
2	M20	Sección transversal	31.327	100.531	31.16	Vástago	53.375	141.120	37.82	31.16	37.82
		Aplastamiento	31.327	301.000	10.41	Punzonamiento	53.375	357.160	14.94		

Tornillo	Diámetro	Cortante				Tracción				Interacción tracción y cortante Aprov. (%)	Aprov. Máx. (%)
		Comprobación	Pésimo (kN)	Resistente (kN)	Aprov. (%)	Comprobación	Pésimo (kN)	Resistente (kN)	Aprov. (%)		
3	M20	Sección transversal	5.692	100.531	5.66	Vástago	51.285	141.120	36.34	25.96	36.34
		Aplastamiento	5.692	301.000	1.89	Punzonamiento	51.285	357.160	14.36		
4	M20	Sección transversal	6.400	100.531	6.37	Vástago	51.096	141.120	36.21	25.99	36.21
		Aplastamiento	6.400	301.000	2.13	Punzonamiento	51.096	357.160	14.31		
5	M20	Sección transversal	4.816	100.531	4.79	Vástago	39.377	141.120	27.90	20.84	27.90
		Aplastamiento	4.816	299.566	1.61	Punzonamiento	39.377	357.160	11.02		
6	M20	Sección transversal	4.827	100.531	4.80	Vástago	39.187	141.120	27.77	21.14	27.77
		Aplastamiento	4.827	299.603	1.61	Punzonamiento	39.187	357.160	10.97		
7	M20	Sección transversal	5.099	100.531	5.07	Vástago	26.011	141.120	18.43	15.34	18.43
		Aplastamiento	5.099	296.404	1.72	Punzonamiento	26.011	357.160	7.28		
8	M20	Sección transversal	5.103	100.531	5.08	Vástago	26.123	141.120	18.51	15.52	18.51
		Aplastamiento	5.103	296.483	1.72	Punzonamiento	26.123	357.160	7.31		
9	M20	Sección transversal	5.375	100.531	5.35	Vástago	27.793	141.120	19.69	14.07	19.69
		Aplastamiento	5.375	293.867	1.83	Punzonamiento	27.793	357.160	7.78		
10	M20	Sección transversal	5.375	100.531	5.35	Vástago	27.890	141.120	19.76	14.15	19.76
		Aplastamiento	5.375	293.976	1.83	Punzonamiento	27.890	357.160	7.81		
11	M20	Sección transversal	5.922	100.531	5.89	Vástago	39.162	141.120	27.75	19.82	27.75
		Aplastamiento	5.922	289.975	2.04	Punzonamiento	39.162	357.160	10.96		
12	M20	Sección transversal	6.025	100.531	5.99	Vástago	39.266	141.120	27.82	19.87	27.82
		Aplastamiento	5.913	290.112	2.04	Punzonamiento	39.266	357.160	10.99		
13	M20	Sección transversal	33.688	100.531	33.51	Vástago	40.039	141.120	28.37	33.51	33.51
		Aplastamiento	33.688	301.000	11.19	Punzonamiento	40.039	357.160	11.21		
14	M20	Sección transversal	33.688	100.531	33.51	Vástago	40.125	141.120	28.43	33.51	33.51
		Aplastamiento	33.688	301.000	11.19	Punzonamiento	40.125	357.160	11.23		

Rigidez rotacional inicial	Plano xy (kN·m/rad)	Plano xz (kN·m/rad)
Calculada para momentos positivos	16305.07	169165.02
Calculada para momentos negativos	16305.07	147489.10

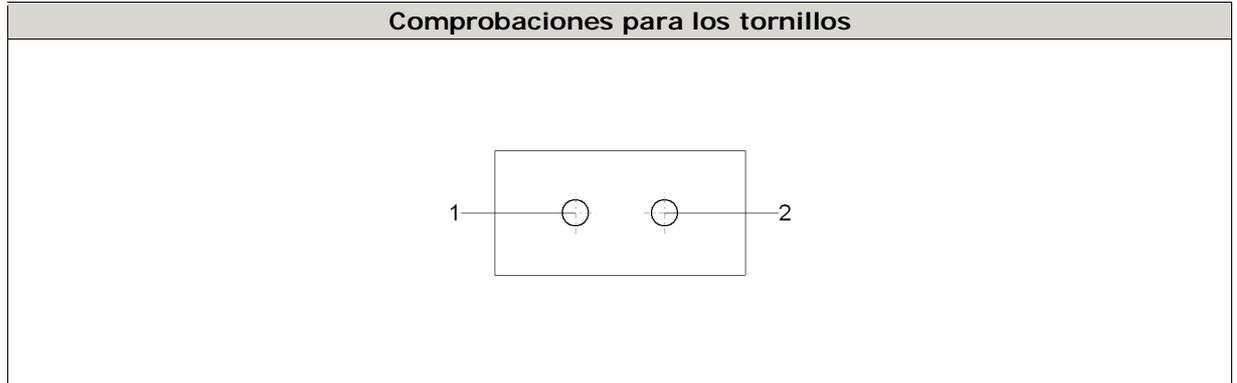
Comportamiento de la unión para flexión simple en el plano xz



3) Viga (c) IPE 80

Comprobaciones de resistencia					
Componente	Comprobación	Unidades	Pésimo	Resistente	Aprov. (%)
Chapa lateral	Pandeo local	MPa	74.216	241.300	30.76
	Aplastamiento	kN	18.320	61.918	29.59
	Desgarro	kN	36.633	50.807	72.10
Alma	Aplastamiento	kN	18.320	25.644	71.44
	Desgarro	kN	36.633	51.582	71.02

Soldaduras en ángulo										
Descripción	a (mm)	Tensión de Von Mises					Tensión normal		f _u (MPa)	β _w
		σ _⊥ (MPa)	τ _⊥ (MPa)	τ _{//} (MPa)	Valor (MPa)	Aprov. (%)	σ _⊥ (MPa)	Aprov. (%)		
Soldadura de la chapa lateral	5	47.1	47.1	0.4	94.2	23.27	47.1	13.69	430.0	0.85

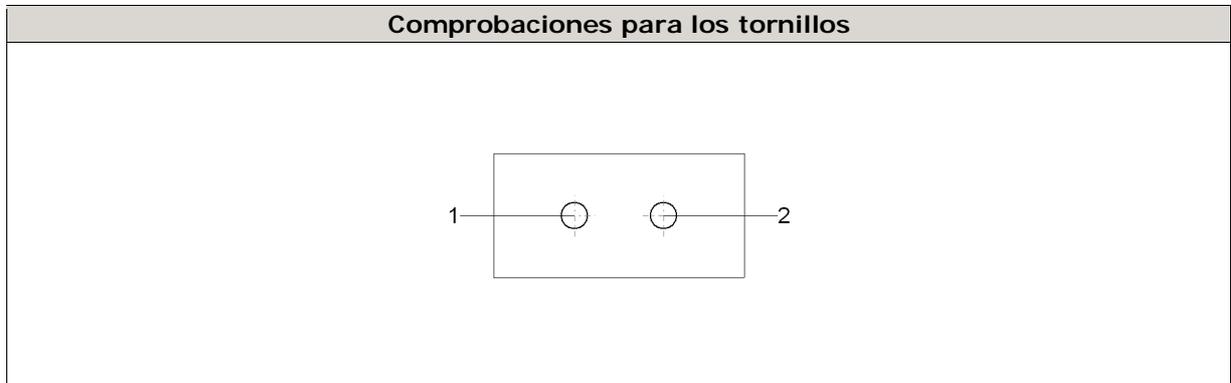


Tornillo	Diámetro	Cortante				Tracción				Interacción tracción y cortante	Aprov. Máx. (%)
		Comprobación	Pésimo (kN)	Resistente (kN)	Aprov. (%)	Comprobación	Pésimo (kN)	Resistente (kN)	Aprov. (%)		
1	M12	Sección transversal	18.320	26.976	67.91	Vástago	0.000	48.557	0.00	67.91	67.91
		Aplastamiento	18.320	61.918	29.59	Punzonamiento	0.000	46.853	0.00		
2	M12	Sección transversal	18.317	26.976	67.90	Vástago	0.000	48.557	0.00	67.90	67.90
		Aplastamiento	15.754	61.920	25.44	Punzonamiento	0.000	46.853	0.00		

4) Viga (b) IPE 80

Comprobaciones de resistencia					
Componente	Comprobación	Unidades	Pésimo	Resistente	Aprov. (%)
Chapa lateral	Pandeo local	MPa	73.554	241.300	30.48
	Aplastamiento	kN	18.320	61.918	29.59
	Desgarro	kN	36.633	50.807	72.10
Alma	Aplastamiento	kN	18.320	25.644	71.44
	Desgarro	kN	36.633	51.582	71.02

Soldaduras en ángulo										
Descripción	a (mm)	Tensión de Von Mises					Tensión normal		f _u (MPa)	β _w
		σ _⊥ (MPa)	τ _⊥ (MPa)	τ _{//} (MPa)	Valor (MPa)	Aprov. (%)	σ _⊥ (MPa)	Aprov. (%)		
Soldadura de la chapa lateral	5	47.1	47.1	0.4	94.2	23.27	47.1	13.69	430.0	0.85



Tornillo	Diámetro	Cortante				Tracción				Interacción tracción y cortante	Aprov. Máx. (%)
		Comprobación	Pésimo (kN)	Resistente (kN)	Aprov. (%)	Comprobación	Pésimo (kN)	Resistente (kN)	Aprov. (%)		
1	M12	Sección transversal	18.320	26.976	67.91	Vástago	0.000	48.557	0.00	67.91	67.91
		Aplastamiento	18.320	61.918	29.59	Punzonamiento	0.000	46.853	0.00		
2	M12	Sección transversal	18.317	26.976	67.90	Vástago	0.000	48.557	0.00	67.90	67.90
		Aplastamiento	15.608	61.920	25.21	Punzonamiento	0.000	46.853	0.00		

d) Medición

Soldaduras				
f_u (MPa)	Ejecución	Tipo	Espesor de garganta (mm)	Longitud de cordones (mm)
430.0	En taller	En ángulo	3	1384
			4	3916
			5	220
			6	3781
			9	180

Chapas				
Material	Tipo	Cantidad	Dimensiones (mm)	Peso (kg)
S275	Rigidizadores	4	225x120x14	11.87
		2	373x85x14	7.03
	Chapas	2	110x55x8	0.76
		1	210x1055x18	31.31
	Total			

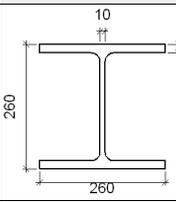
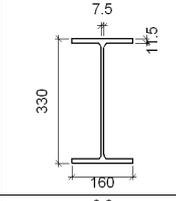
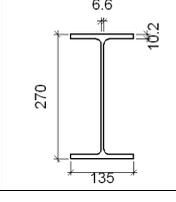
Elementos de tornillería			
Tipo	Material	Cantidad	Descripción
Tornillos	Clase 8.8	14	ISO 4014-M20x80
		4	ISO 4017-M12x35
Tuercas	Clase 8	4	ISO 4032-M12
		14	ISO 4032-M20
Arandelas	Dureza 200 HV	8	ISO 7089-12
		28	ISO 7089-20

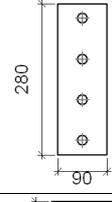
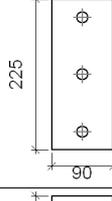
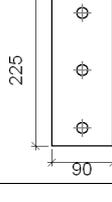
3.9.3.B. Unión Viga IPE 330 con Pilar HEB 260.

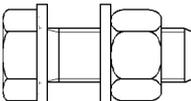
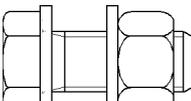
Las uniones de las vigas con los pilares en este caso no son acarteladas ya que la unión en este caso será articulada. Para realizar la unión viga-pilar se atornilla el perfil de la viga con el ala del pilar conformando una **unión articulada**.

No hay que olvidar que en en este nudo confluyen también las **vigas riostras** del pórtico de frenado de la parte de la nave donde se encuentra la entreplanta, que son perfiles IPE 270; ya que estas vigas también soportaran parte del forjado de la entreplanta, la unión de éstas se realiza atornillando el alma de dichas vigas al alma del pilar conformando una **unión articulada**. En este apartado se estudiaran ambas soldaduras, tanto la unión IPE 300 – HEB 260 como la unión IPE 270 – HEB 260. Todo esto se detalla en la siguiente imagen **Figura 60**.

b) Descripción de los componentes de la unión

Perfiles									
Pieza	Descripción	Geometría					Acero		
		Esquema	Canto total (mm)	Ancho del ala (mm)	Espesor del ala (mm)	Espesor del alma (mm)	Tipo	f_y (MPa)	f_u (MPa)
Pilar	HE 260 B		260	260	17.5	10	S275	275.0	430.0
Viga	IPE 330		330	160	11.5	7.5	S275	275.0	430.0
Viga	IPE 270		270	135	10.2	6.6	S275	275.0	430.0

Elementos complementarios									
Pieza	Geometría				Taladros		Acero		
	Esquema	Ancho (mm)	Canto (mm)	Espesor (mm)	Cantidad	Diámetro (mm)	Tipo	f_y (MPa)	f_u (MPa)
Chapa lateral: Viga (a) IPE 330		90	280	8	4	18	S275	275.0	430.0
Chapa lateral: Viga (b) IPE 270		90	225	8	3	18	S275	275.0	430.0
Chapa lateral: Viga (c) IPE 270		90	225	8	3	18	S275	275.0	430.0

Elementos de tornillería						
Descripción	Geometría			Acero		
	Esquema	Diámetro	Longitud (mm)	Clase	f_y (MPa)	f_u (MPa)
ISO 4017-M16x45-8.8 ISO 4032-M16-8 2 ISO 7089-16-200 HV		M16	45	8.8	640.0	800.0
ISO 4017-M16x40-8.8 ISO 4032-M16-8 2 ISO 7089-16-200 HV		M16	40	8.8	640.0	800.0

c) Comprobación

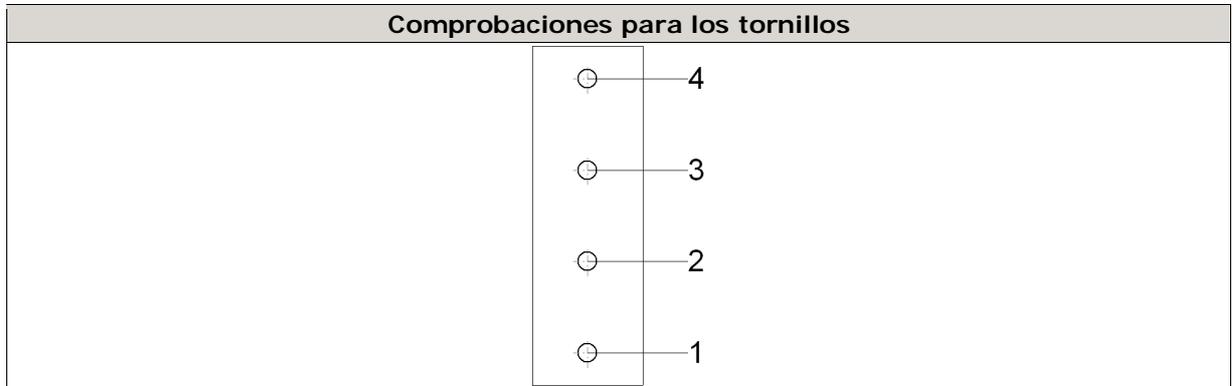
1) Pilar HE 260 B

Comprobaciones de resistencia						
	Componente	Comprobación	Unidades	Pésimo	Resistente	Aprov. (%)
Viga (b) IPE 270	Alma	Punzonamiento	kN	21.250	961.824	2.21
		Flexión por fuerza perpendicular	kN	10.830	177.780	6.09
Viga (c) IPE 270	Alma	Punzonamiento	kN	21.284	961.824	2.21
		Flexión por fuerza perpendicular	kN	10.858	177.780	6.11

2) Viga (a) IPE 330

Comprobaciones de resistencia					
Componente	Comprobación	Unidades	Pésimo	Resistente	Aprov. (%)
Chapa lateral	Pandeo local	MPa	53.221	228.154	23.33
	Aplastamiento	kN	34.444	74.619	46.16
	Desgarro	kN	97.311	251.615	38.67
Alma	Aplastamiento	kN	34.444	73.278	47.00
	Desgarro	kN	97.311	305.310	31.87

Soldaduras en ángulo										
Descripción	a (mm)	Tensión de Von Mises					Tensión normal		f_u (MPa)	β_w
		σ_{\perp} (MPa)	τ_{\perp} (MPa)	$\tau_{//}$ (MPa)	Valor (MPa)	Aprov. (%)	σ_{\perp} (MPa)	Aprov. (%)		
Soldadura de la chapa lateral	5	16.0	16.0	26.4	55.8	13.78	16.0	4.65	430.0	0.85

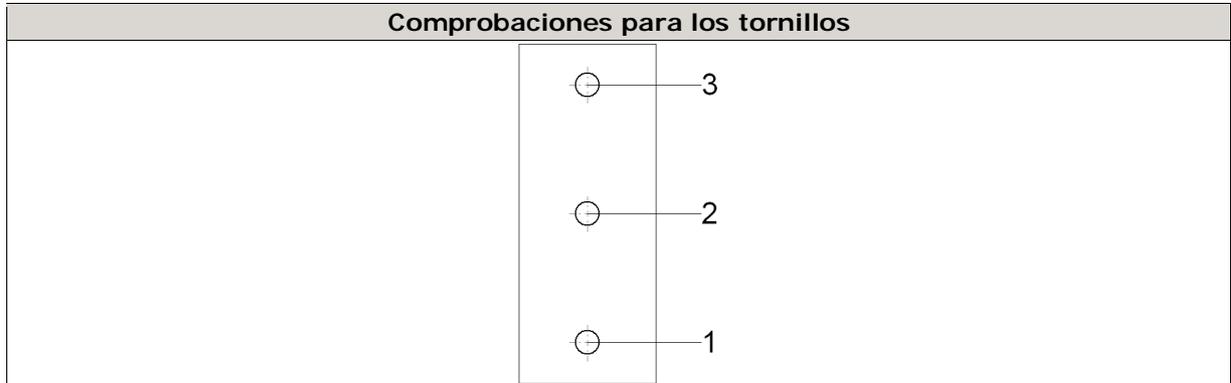


Tornillo	Diámetro	Cortante				Tracción				Interacción tracción y cortante	Aprov. Máx. (%)
		Comprobación	Pésimo (kN)	Resistente (kN)	Aprov. (%)	Comprobación	Pésimo (kN)	Resistente (kN)	Aprov. (%)		
1	M16	Sección transversal	34.444	50.240	68.56	Vástago	0.016	90.432	0.02	68.56	68.56
		Aplastamiento	34.444	74.619	46.16	Punzonamiento	0.016	123.403	0.01		
2	M16	Sección transversal	27.405	50.240	54.55	Vástago	0.016	90.432	0.02	54.55	54.55
		Aplastamiento	27.405	98.851	27.72	Punzonamiento	0.016	123.403	0.01		
3	M16	Sección transversal	24.529	50.240	48.82	Vástago	0.016	90.432	0.02	48.83	48.83
		Aplastamiento	24.529	100.092	24.51	Punzonamiento	0.016	123.403	0.01		
4	M16	Sección transversal	30.997	50.240	61.70	Vástago	0.016	90.432	0.02	61.71	61.71
		Aplastamiento	30.997	96.707	32.05	Punzonamiento	0.016	123.403	0.01		

3) Viga (c) IPE 270

Comprobaciones de resistencia					
Componente	Comprobación	Unidades	Pésimo	Resistente	Aprov. (%)
Chapa lateral	Pandeo local	MPa	12.608	228.154	5.53
	Aplastamiento	kN	7.412	91.774	8.08
	Desgarro	kN	21.296	206.856	10.29
Alma	Aplastamiento	kN	4.979	58.971	8.44
	Desgarro	kN	21.296	226.266	9.41

Soldaduras en ángulo										
Descripción	a (mm)	Tensión de Von Mises					Tensión normal		f _u (MPa)	β _w
		σ _⊥ (MPa)	τ _⊥ (MPa)	τ _{//} (MPa)	Valor (MPa)	Aprov. (%)	σ _⊥ (MPa)	Aprov. (%)		
Soldadura de la chapa lateral	5	6.7	6.7	0.5	13.4	3.31	6.7	1.94	430.0	0.85



Tornillo	Diámetro	Cortante				Tracción				Interacción tracción y cortante	Aprov. Máx. (%)
		Comprobación	Pésimo (kN)	Resistente (kN)	Aprov. (%)	Comprobación	Pésimo (kN)	Resistente (kN)	Aprov. (%)		
1	M16	Sección transversal	6.913	50.240	13.76	Vástago	0.000	90.432	0.00	13.76	13.76
		Aplastamiento	6.913	91.639	7.54	Punzonamiento	0.000	108.595	0.00		
2	M16	Sección transversal	7.099	50.240	14.13	Vástago	0.000	90.432	0.00	14.13	14.13
		Aplastamiento	7.099	91.749	7.74	Punzonamiento	0.000	108.595	0.00		
3	M16	Sección transversal	7.412	50.240	14.75	Vástago	0.000	90.432	0.00	14.75	14.75
		Aplastamiento	7.412	91.774	8.08	Punzonamiento	0.000	108.595	0.00		

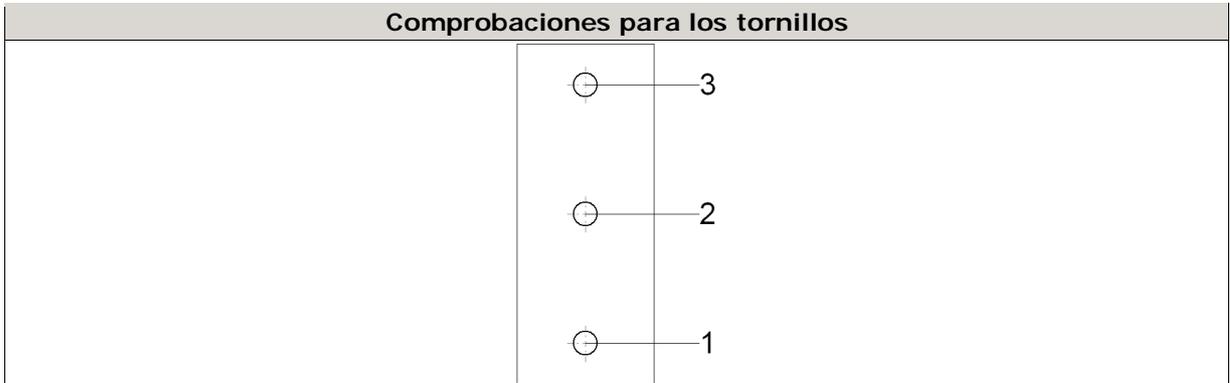
4) Viga (b) IPE 270

Comprobaciones de resistencia

Componente	Comprobación	Unidades	Pésimo	Resistente	Aprov. (%)
Chapa lateral	Pandeo local	MPa	12.589	228.154	5.52
	Aplastamiento	kN	7.401	91.774	8.06
	Desgarro	kN	21.261	206.856	10.28
Alma	Aplastamiento	kN	4.979	58.971	8.44
	Desgarro	kN	21.261	226.266	9.40

Soldaduras en ángulo

Descripción	a (mm)	Tensión de Von Mises					Tensión normal		f _u (MPa)	β _w
		σ _⊥ (MPa)	τ _⊥ (MPa)	τ _{//} (MPa)	Valor (MPa)	Aprov. (%)	σ _⊥ (MPa)	Aprov. (%)		
Soldadura de la chapa lateral	5	6.7	6.7	0.5	13.4	3.30	6.7	1.94	430.0	0.85



Tornillo	Diámetro	Cortante				Tracción				Interacción tracción y cortante Aprov. (%)	Aprov. Máx. (%)
		Comprobación	Pésimo (kN)	Resistente (kN)	Aprov. (%)	Comprobación	Pésimo (kN)	Resistente (kN)	Aprov. (%)		
1	M16	Sección transversal	6.901	50.240	13.74	Vástago	0.000	90.432	0.00	13.74	13.74
		Aplastamiento	6.901	91.638	7.53	Punzonamiento	0.000	108.595	0.00		
2	M16	Sección transversal	7.087	50.240	14.11	Vástago	0.000	90.432	0.00	14.11	14.11
		Aplastamiento	7.087	91.749	7.72	Punzonamiento	0.000	108.595	0.00		
3	M16	Sección transversal	7.401	50.240	14.73	Vástago	0.000	90.432	0.00	14.73	14.73
		Aplastamiento	7.401	91.774	8.06	Punzonamiento	0.000	108.595	0.00		

d) Medición

Soldaduras				
f_u (MPa)	Ejecución	Tipo	Espesor de garganta (mm)	Longitud de cordones (mm)
430.0	En taller	En ángulo	5	1460

Chapas				
Material	Tipo	Cantidad	Dimensiones (mm)	Peso (kg)
S275	Chapas	1	90x280x8	1.58
		2	90x225x8	2.54
	Total			

Elementos de tornillería			
Tipo	Material	Cantidad	Descripción
Tornillos	Clase 8.8	6	ISO 4017-M16x40
		4	ISO 4017-M16x45
Tuercas	Clase 8	10	ISO 4032-M16
Arandelas	Dureza 200 HV	20	ISO 7089-16

3.9.3.C. Unión Viga IPE 330 con Pilar HEB 160.

Las uniones de las vigas con los pilares en este caso serán rígidas. Para realizar la unión viga-pilar se suelda el perfil del pilar a la viga para realizar una **unión empotrada**. Todo esto se detalla en la siguiente imagen **Figura 61**.

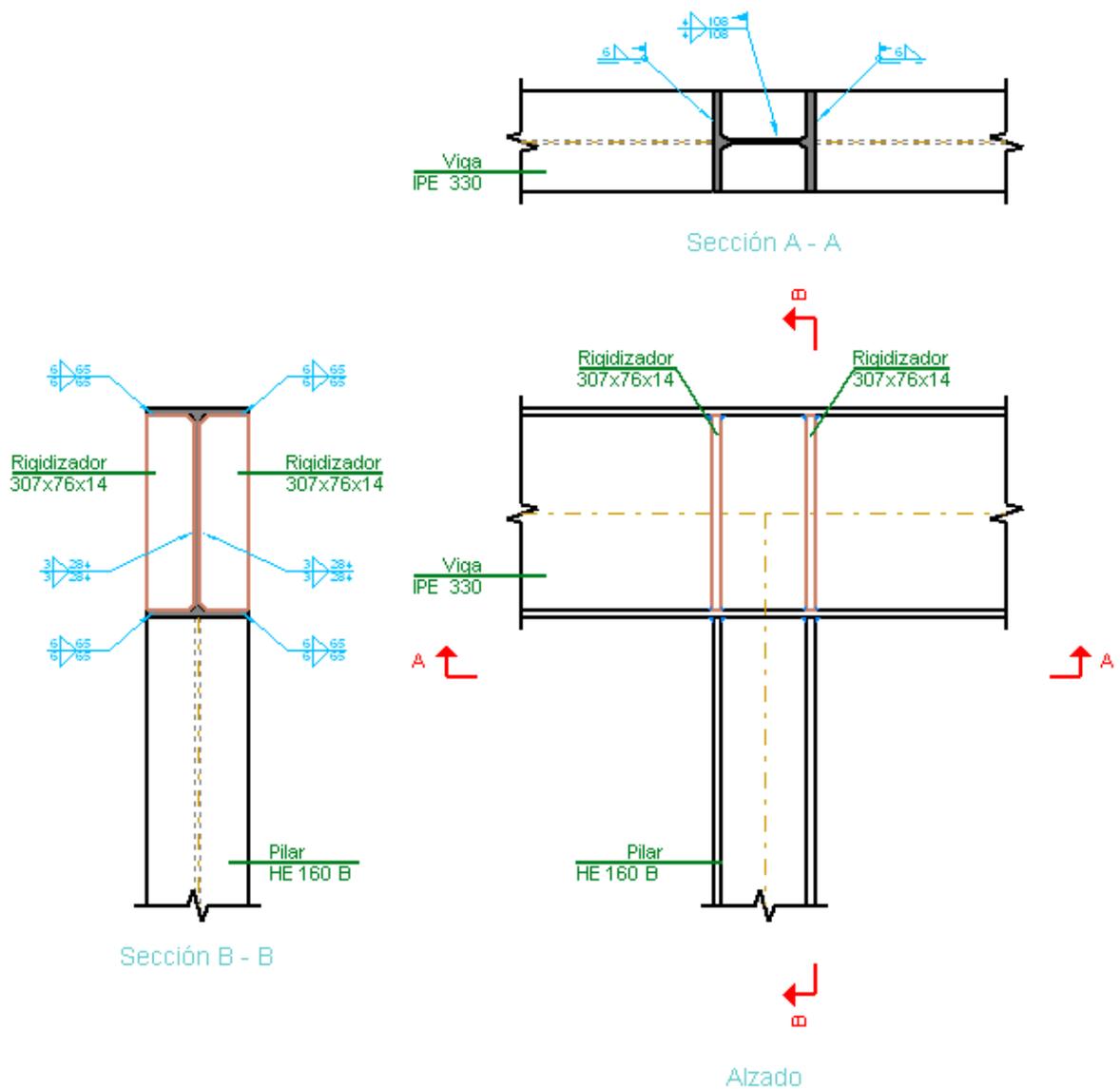
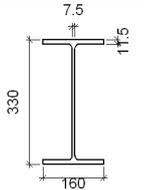
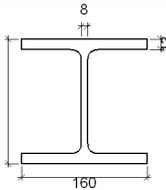


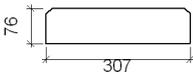
Figura 61

A continuación se procede a hacer la comprobación de todas las soldaduras:

Comprobación de soldaduras:

b) Descripción de los componentes de la unión

Perfiles									
Pieza	Descripción	Esquema	Geometría				Acero		
			Canto total (mm)	Ancho del ala (mm)	Espesor del ala (mm)	Espesor del alma (mm)	Tipo	f_y (MPa)	f_u (MPa)
Viga	IPE 330		330	160	11.5	7.5	S275	275.0	430.0
Pilar	HE 160 B		160	160	13	8	S275	275.0	430.0

Elementos complementarios							
Pieza	Geometría				Acero		
	Esquema	Ancho (mm)	Canto (mm)	Espesor (mm)	Tipo	f_y (MPa)	f_u (MPa)
Rigidizador		307	76	14	S275	275.0	430.0

c) Comprobación

1) Viga IPE 330

Comprobaciones de resistencia					
Componente	Comprobación	Unidades	Pésimo	Resistente	Aprov. (%)
Panel	Esbeltéz	-	40.93	64.71	63.26
	Cortante	kN	245.069	336.822	72.76
Ala	Cortante	MPa	134.110	261.905	51.21

Soldaduras en ángulo										
Descripción	a (mm)	Tensión de Von Mises					Tensión normal		f _u (MPa)	β _w
		σ _⊥ (MPa)	τ _⊥ (MPa)	τ _{//} (MPa)	Valor (MPa)	Aprov. (%)	σ _⊥ (MPa)	Aprov. (%)		
Soldadura del rigidizador superior a las alas	6	95.4	95.4	0.0	190.8	47.14	95.4	27.73	430.0	0.85
Soldadura del rigidizador superior al alma	3	0.0	0.0	61.3	106.1	26.23	0.0	0.00	430.0	0.85
Soldadura del rigidizador inferior a las alas	6	95.8	95.8	0.0	191.7	47.36	95.8	27.86	430.0	0.85
Soldadura del rigidizador inferior al alma	3	0.0	0.0	61.6	106.6	26.35	0.0	0.00	430.0	0.85
Soldadura del rigidizador superior a las alas	6	95.5	95.5	0.0	190.9	47.18	95.5	27.75	430.0	0.85
Soldadura del rigidizador superior al alma	3	0.0	0.0	61.3	106.2	26.25	0.0	0.00	430.0	0.85
Soldadura del rigidizador inferior a las alas	6	95.9	95.9	0.0	191.8	47.40	95.9	27.88	430.0	0.85
Soldadura del rigidizador inferior al alma	3	0.0	0.0	61.6	106.7	26.37	0.0	0.00	430.0	0.85

2) Pilar HE 160 B

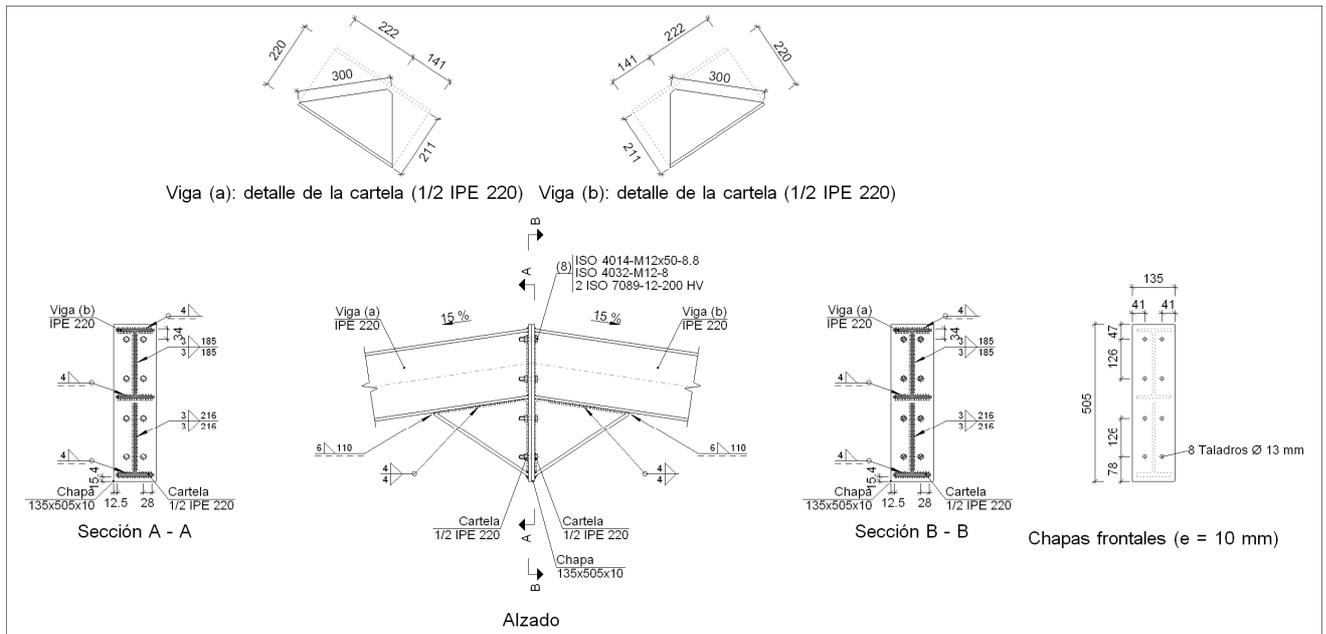
Soldaduras en ángulo										
Descripción	a (mm)	Tensión de Von Mises					Tensión normal		f _u (MPa)	β _w
		σ _⊥ (MPa)	τ _⊥ (MPa)	τ _{//} (MPa)	Valor (MPa)	Aprov. (%)	σ _⊥ (MPa)	Aprov. (%)		
Soldadura del ala superior	6	94.9	94.9	1.5	189.8	46.91	94.9	27.59	430.0	0.85
Soldadura del alma	4	73.5	73.5	10.1	148.1	36.58	73.5	21.37	430.0	0.85
Soldadura del ala inferior	6	95.4	95.4	1.5	190.8	47.15	95.4	27.73	430.0	0.85

d) Medición

Soldaduras				
f _u (MPa)	Ejecución	Tipo	Espesor de garganta (mm)	Longitud de cordones (mm)
430.0	En taller	En ángulo	3	2272
			6	1032
	En el lugar de montaje	En ángulo	4	216
			6	572

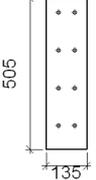
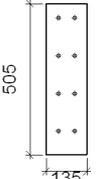
3.9.4. UNIONES PORTICOS HASTIALES.

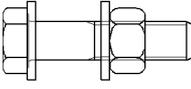
3.9.4.A. Unión Viga-Viga.



b) Descripción de los componentes de la unión

Perfiles									
Pieza	Descripción	Esquema	Geometría				Acero		
			Canto total (mm)	Ancho del ala (mm)	Espesor del ala (mm)	Espesor del alma (mm)	Tipo	f_v (MPa)	f_u (MPa)
4.	Viga		220	110	9.2	5.9	S275	275.0	430.0

Elementos complementarios									
Pieza	Geometría				Taladros		Acero		
	Esquema	Ancho (mm)	Canto (mm)	Espesor (mm)	Cantidad	Diámetro (mm)	Tipo	f_v (MPa)	f_u (MPa)
Chapa frontal: Viga (a) IPE 220		135	505	10	8	13	S275	275.0	430.0
Chapa frontal: Viga (b) IPE 220		135	505	10	8	13	S275	275.0	430.0

Elementos de tornillería						
Descripción	Geometría			Acero		
	Esquema	Diámetro	Longitud (mm)	Clase	f_v (MPa)	f_u (MPa)
ISO 4014-M12x50-8.8 ISO 4032-M12-8 2 ISO 7089-12-200 HV		M12	50	8.8	640.0	800.0

c) Comprobación

1) Viga (a) IPE 220

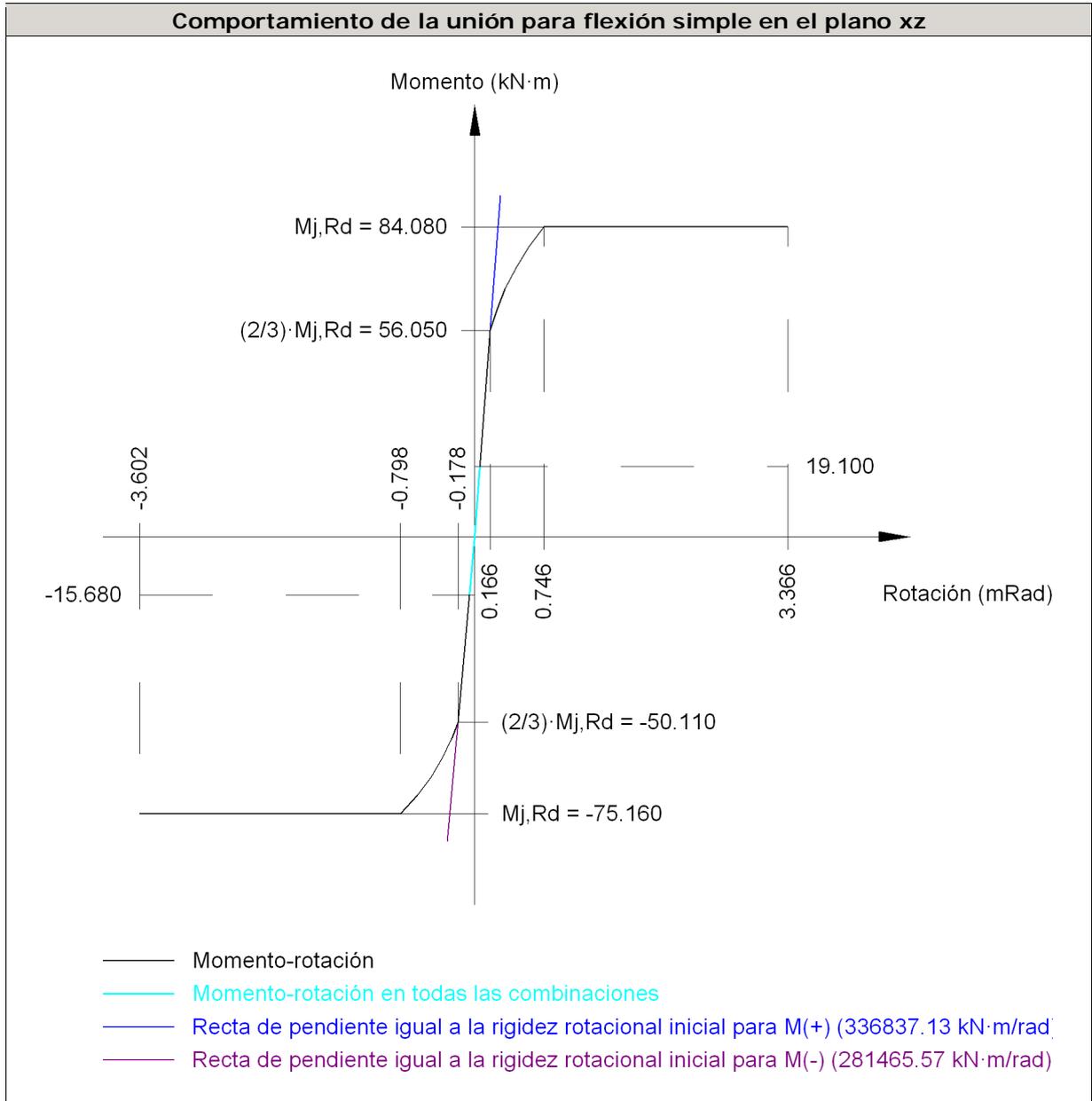
Comprobaciones de resistencia					
Componente	Comprobación	Unidades	Pésimo	Resistente	Aprov. (%)
Chapa frontal	Tracción por flexión	kN	16.874	45.755	36.88
Ala	Aplastamiento	kN	47.855	318.550	15.02
	Tracción	kN	6.879	132.524	5.19
Alma	Tracción	kN	33.749	110.603	30.51

Soldaduras en ángulo										
Descripción	a (mm)	Tensión de Von Mises					Tensión normal		f_u (MPa)	β_w
		σ_{\perp} (MPa)	τ_{\perp} (MPa)	$\tau_{//}$ (MPa)	Valor (MPa)	Aprov. (%)	σ_{\perp} (MPa)	Aprov. (%)		
Soldadura del ala superior	4	34.0	39.5	0.3	76.3	18.86	38.0	11.04	430.0	0.85
Soldadura del alma	3	33.0	33.0	0.0	66.1	16.33	33.0	9.60	430.0	0.85

Soldaduras en ángulo										
Descripción	a (mm)	Tensión de Von Mises					Tensión normal		f _u (MPa)	β _w
		σ _⊥ (MPa)	τ _⊥ (MPa)	τ _{//} (MPa)	Valor (MPa)	Aprov. (%)	σ _⊥ (MPa)	Aprov. (%)		
Soldadura del ala inferior	4	18.4	21.3	0.0	41.3	10.20	21.2	6.15	430.0	0.85
Soldadura del alma de la cartela	3	48.2	48.2	0.8	96.4	23.82	48.2	14.01	430.0	0.85
Soldadura del ala de la cartela	4	27.9	52.2	0.0	94.7	23.39	50.3	14.61	430.0	0.85
Soldadura del alma de la cartela al ala inferior	4	0.0	0.0	1.7	2.9	0.73	0.0	0.00	430.0	0.85
Soldadura del ala de la cartela al ala inferior	6	Para este cordón en ángulo, se adopta el espesor de garganta máximo compatible con los espesores de las piezas a unir.								

Rigidez rotacional inicial	Plano xy (kN·m/rad)	Plano xz (kN·m/rad)
Calculada para momentos positivos	25700.91	336837.13
Calculada para momentos negativos	25700.91	281465.57

Comportamiento de la unión para flexión simple en el plano xz

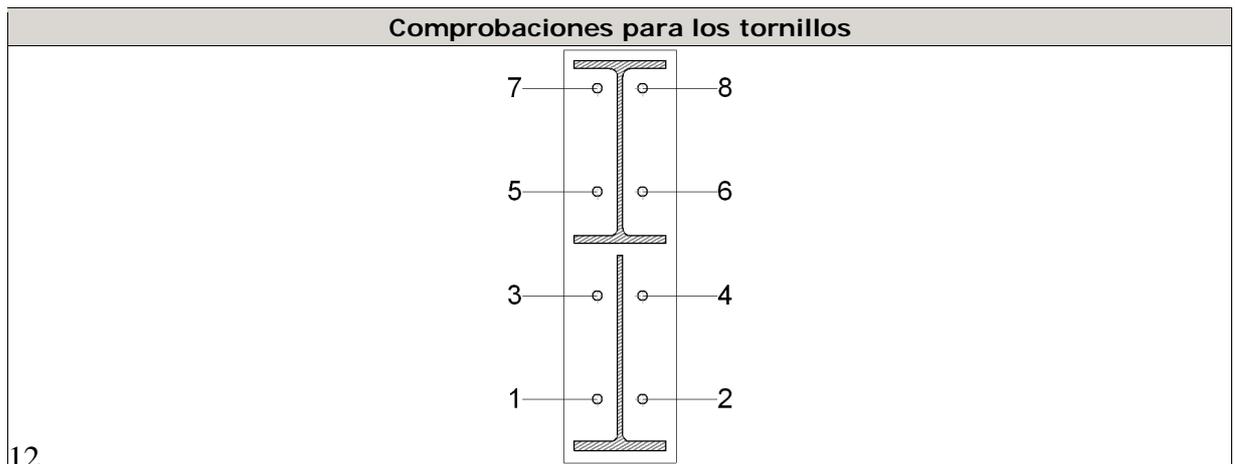


2) Viga (b) IPE 220

Comprobaciones de resistencia

Componente	Comprobación	Unidades	Pésimo	Resistente	Aprov. (%)
Chapa frontal	Tracción por flexión	kN	16.874	45.755	36.88
Ala	Compresión	kN	47.855	318.550	15.02
	Tracción	kN	6.879	132.524	5.19
10. Alma	Tracción	kN	33.749	110.603	30.51

Soldaduras en ángulo										
Descripción	a (mm)	Tensión de Von Mises					Tensión normal		f _u (MPa)	β _w
		σ _⊥ (MPa)	τ _⊥ (MPa)	τ _{//} (MPa)	Valor (MPa)	Aprov. (%)	σ _⊥ (MPa)	Aprov. (%)		
Soldadura del ala superior	4	34.0	39.5	0.2	76.3	18.86	38.0	11.04	430.0	0.85
Soldadura del alma	3	33.0	33.0	0.0	66.1	16.33	33.0	9.60	430.0	0.85
Soldadura del ala inferior	4	18.4	21.3	0.0	41.3	10.20	21.2	6.15	430.0	0.85
Soldadura del alma de la cartela	3	48.2	48.2	0.8	96.4	23.82	48.2	14.01	430.0	0.85
Soldadura del ala de la cartela	4	27.9	52.2	0.1	94.7	23.39	50.3	14.61	430.0	0.85
Soldadura del alma de la cartela al ala inferior	4	0.0	0.0	1.7	2.9	0.73	0.0	0.00	430.0	0.85
Soldadura del ala de la cartela al ala inferior	6	Para este cordón en ángulo, se adopta el espesor de garganta máximo compatible con los espesores de las piezas a unir.								

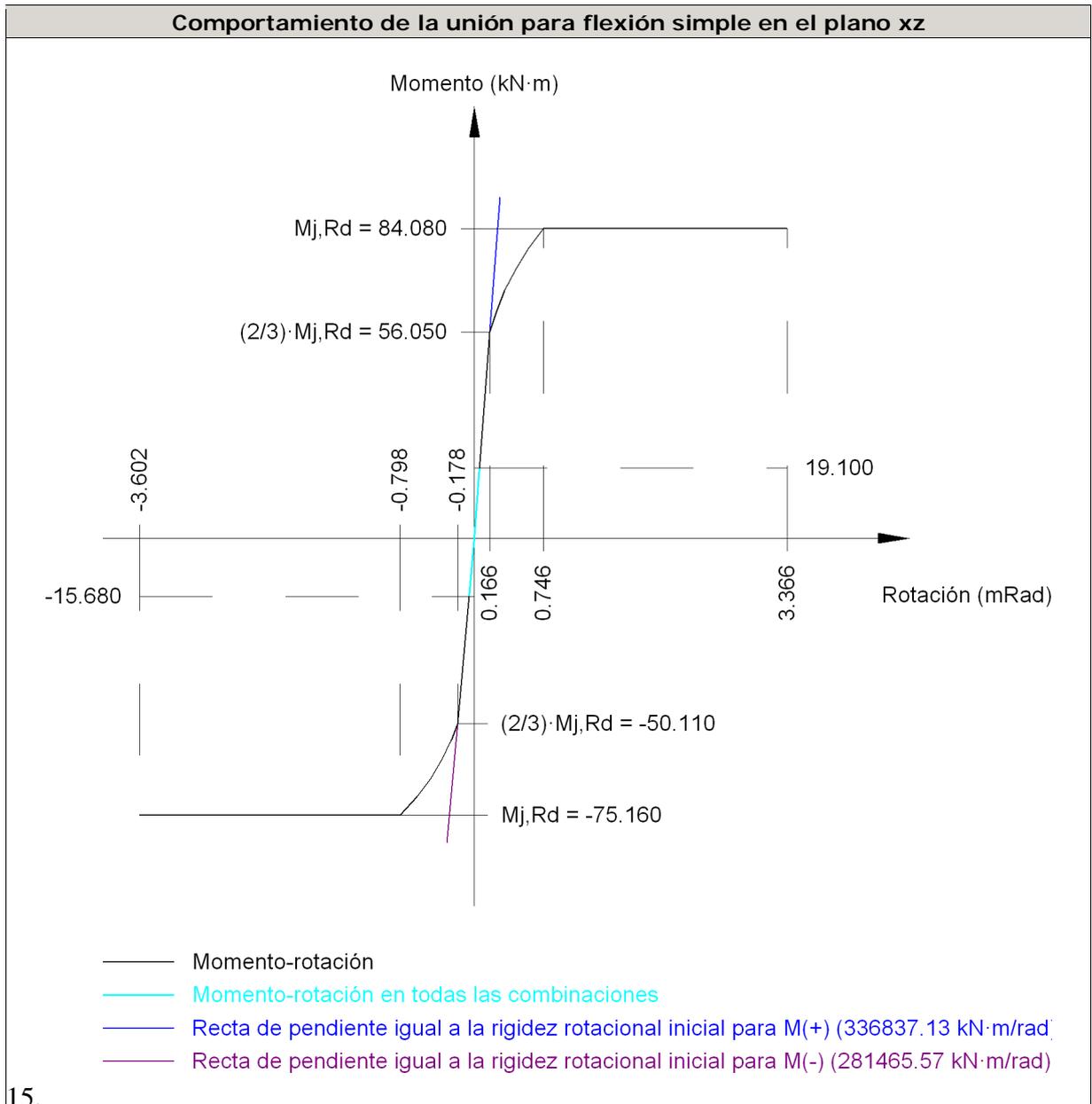


Tornillo	Diámetro	Cortante				Tracción				Interacción tracción y cortante	Aprov. Máx. (%)
		Comprobación	Pésimo (kN)	Resistente (kN)	Aprov. (%)	Comprobación	Pésimo (kN)	Resistente (kN)	Aprov. (%)		
1	M12	Sección transversal	0.192	36.191	0.53	Vástago	17.908	48.557	36.88	26.34	36.88
		Aplastamiento	0.192	103.200	0.19	Punzonamiento	17.908	123.298	14.52		
2	M12	Sección transversal	0.111	36.191	0.31	Vástago	17.908	48.557	36.88	26.34	36.88
		Aplastamiento	0.111	103.200	0.11	Punzonamiento	17.908	123.298	14.52		
3	M12	Sección transversal	0.113	36.191	0.31	Vástago	12.484	48.557	25.71	18.36	25.71
		Aplastamiento	0.113	103.200	0.11	Punzonamiento	12.484	123.298	10.13		
4	M12	Sección transversal	0.110	36.191	0.30	Vástago	12.484	48.557	25.71	18.36	25.71
		Aplastamiento	0.110	103.200	0.11	Punzonamiento	12.484	123.298	10.13		
5	M12	Sección transversal	0.113	36.191	0.31	Vástago	10.603	48.557	21.84	15.81	21.84
		Aplastamiento	0.113	103.200	0.11	Punzonamiento	10.603	123.298	8.60		
6	M12	Sección transversal	0.110	36.191	0.30	Vástago	9.881	48.557	20.35	14.56	20.35
		Aplastamiento	0.110	103.200	0.11	Punzonamiento	9.881	123.298	8.01		

Tornillo	Diámetro	Cortante				Tracción				Interacción tracción y cortante Aprov. (%)	Aprov. Máx. (%)
		Comprobación	Pésimo (kN)	Resistente (kN)	Aprov. (%)	Comprobación	Pésimo (kN)	Resistente (kN)	Aprov. (%)		
7	M12	Sección transversal	2.018	36.191	5.58	Vástago	12.304	48.557	25.34	18.13	25.34
		Aplastamiento	2.018	103.200	1.96	Punzonamiento	12.304	123.298	9.98		
8	M12	Sección transversal	2.014	36.191	5.56	Vástago	13.206	48.557	27.20	19.46	27.20
		Aplastamiento	2.014	103.200	1.95	Punzonamiento	13.206	123.298	10.71		

Rigidez rotacional inicial	Plano xy (kN·m/rad)	Plano xz (kN·m/rad)
Calculada para momentos positivos	25700.91	336837.13
14. Calculada para momentos negativos	25700.91	281465.57

Comportamiento de la unión para flexión simple en el plano xz



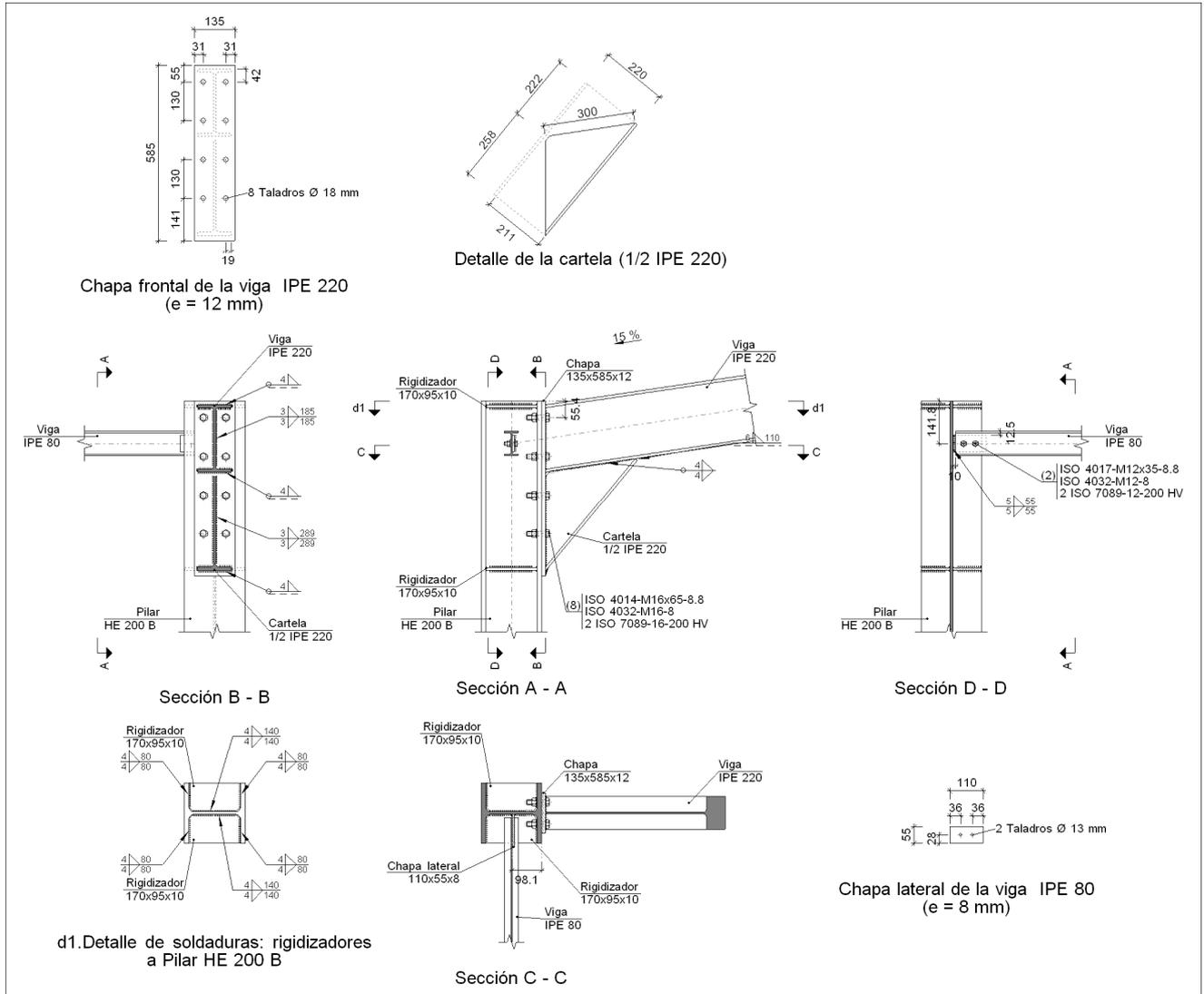
d) Medición

Soldaduras				
f_u (MPa)	Ejecución	Tipo	Espesor de garganta (mm)	Longitud de cordones (mm)
430.0	En taller	En ángulo	3	1606
			4	2433
			6	220

Chapas				
Material	Tipo	Cantidad	Dimensiones (mm)	Peso (kg)
S275	Chapas	2	135x505x10	10.70
				Total

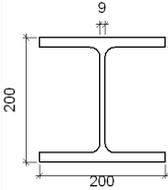
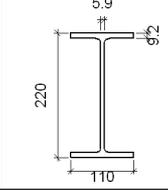
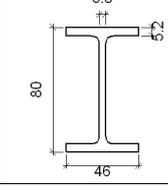
Elementos de tornillería			
Tipo	Material	Cantidad	Descripción
Tornillos	Clase 8.8	8	ISO 4014-M12x50
Tuercas	Clase 8	8	ISO 4032-M12
Arandelas	Dureza 200 HV	16	ISO 7089-12

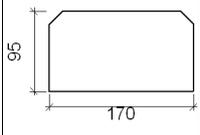
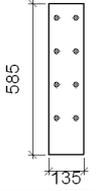
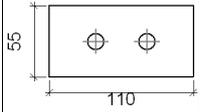
3.9.4.B. Unión Viga-Pilar.

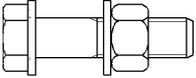
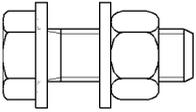


b) Descripción de los componentes de la unión

		Perfiles					Acero		
Pieza	Descripción	Esquema	Canto total (mm)	Ancho del ala (mm)	Espesor del ala (mm)	Espesor del alma (mm)	Tipo	f_v (MPa)	f_u (MPa)

Perfiles									
Pieza	Descripción	Geometría					Acero		
		Esquema	Canto total (mm)	Ancho del ala (mm)	Espesor del ala (mm)	Espesor del alma (mm)	Tipo	f_y (MPa)	f_u (MPa)
Pilar	HE 200 B		200	200	15	9	S275	275.0	430.0
Viga	IPE 220		220	110	9.2	5.9	S275	275.0	430.0
Viga	IPE 80		80	46	5.2	3.8	S275	275.0	430.0

Elementos complementarios									
Pieza	Geometría					Taladros		Acero	
	Esquema	Ancho (mm)	Canto (mm)	Espesor (mm)	Cantidad	Diámetro (mm)	Tipo	f_y (MPa)	f_u (MPa)
Rigidizador		170	95	10	-	-	S275	275.0	430.0
Chapa frontal: Viga IPE 220		135	585	12	8	18	S275	275.0	430.0
Chapa lateral: Viga IPE 80		110	55	8	2	13	S275	275.0	430.0

Elementos de tornillería						
Descripción	Geometría			Acero		
	Esquema	Diámetro	Longitud (mm)	Clase	f_v (MPa)	f_u (MPa)
ISO 4014-M16x65-8.8 ISO 4032-M16-8 2 ISO 7089-16-200 HV		M16	65	8.8	640.0	800.0
ISO 4017-M12x35-8.8 ISO 4032-M12-8 2 ISO 7089-12-200 HV		M12	35	8.8	640.0	800.0

c) Comprobación

1) Pilar HE 200 B

Comprobaciones de resistencia						
Componente	Comprobación	Unidades	Pésimo	Resistente	Aprov. (%)	
Panel	Esbitez	-	18.89	64.71	29.19	
	Cortante	kN	121.071	678.211	17.85	
Rigidizadores	Ala	MPa	19.514	261.905	7.45	
	Cortante	MPa	38.987	261.905	14.89	
Viga IPE 220	Ala	kN	12.955	90.432	14.33	
		kN	5.570	215.096	2.59	
	Alma	kN	23.662	163.308	14.49	
Viga IPE 80	Alma	kN	31.209	234.058	13.33	
		kN	31.209	63.579	49.09	

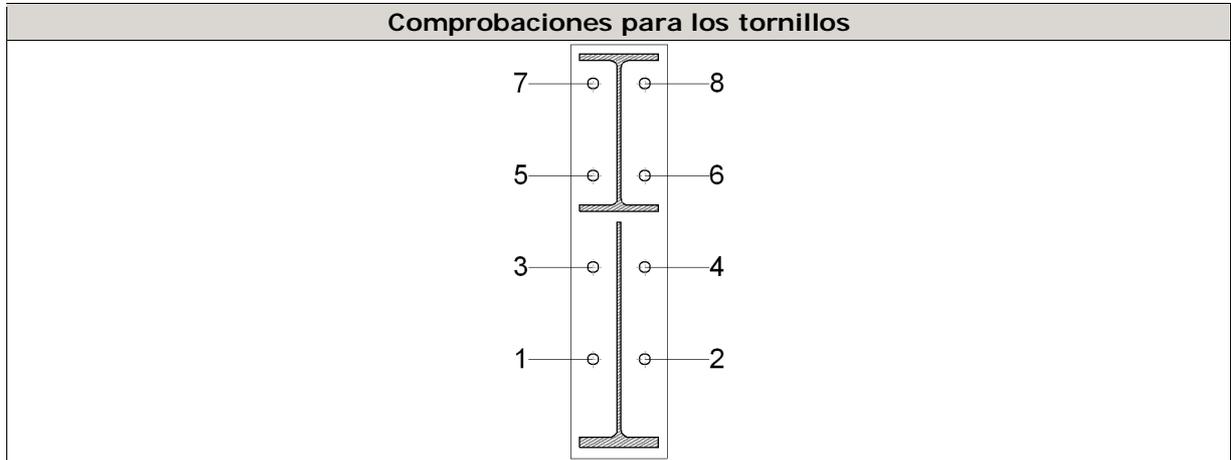
Soldaduras en ángulo										
Descripción	a (mm)	Tensión de Von Mises					Tensión normal		f_u (MPa)	β_w
		σ_{\perp} (MPa)	τ_{\perp} (MPa)	$\tau_{//}$ (MPa)	Valor (MPa)	Aprov. (%)	σ_{\perp} (MPa)	Aprov. (%)		
Soldadura del rigidizador superior a las alas	4	4.5	4.5	31.2	54.8	13.53	26.0	7.56	430.0	0.85
Soldadura del rigidizador superior al alma	4	0.0	0.0	13.3	23.0	5.68	0.0	0.00	430.0	0.85
Soldadura del rigidizador inferior a las alas	4	26.1	26.1	0.1	52.3	12.91	26.1	7.60	430.0	0.85

Soldaduras en ángulo										
Descripción	a (mm)	Tensión de Von Mises					Tensión normal		f _u (MPa)	β _w
		σ _⊥ (MPa)	τ _⊥ (MPa)	τ _{//} (MPa)	Valor (MPa)	Aprov. (%)	σ _⊥ (MPa)	Aprov. (%)		
Soldadura del rigidizador inferior al alma	4	0.0	0.0	16.5	28.6	7.06	0.0	0.00	430.0	0.85
Soldadura del rigidizador superior a las alas	4	4.6	4.6	31.2	54.8	13.54	26.4	7.68	430.0	0.85
Soldadura del rigidizador superior al alma	4	0.0	0.0	13.5	23.3	5.77	0.0	0.00	430.0	0.85
Soldadura del rigidizador inferior a las alas	4	25.6	25.6	0.1	51.3	12.67	25.6	7.45	430.0	0.85
Soldadura del rigidizador inferior al alma	4	0.0	0.0	16.2	28.0	6.92	0.0	0.00	430.0	0.85

2) Viga IPE 220

Comprobaciones de resistencia					
Componente	Comprobación	Unidades	Pésimo	Resistente	Aprov. (%)
Chapa frontal	Tracción por flexión	kN	12.955	72.931	17.76
Ala	Compresión	kN	51.784	418.933	12.36
	Tracción	kN	6.831	132.524	5.15
Alma	Tracción	kN	23.662	161.723	14.63

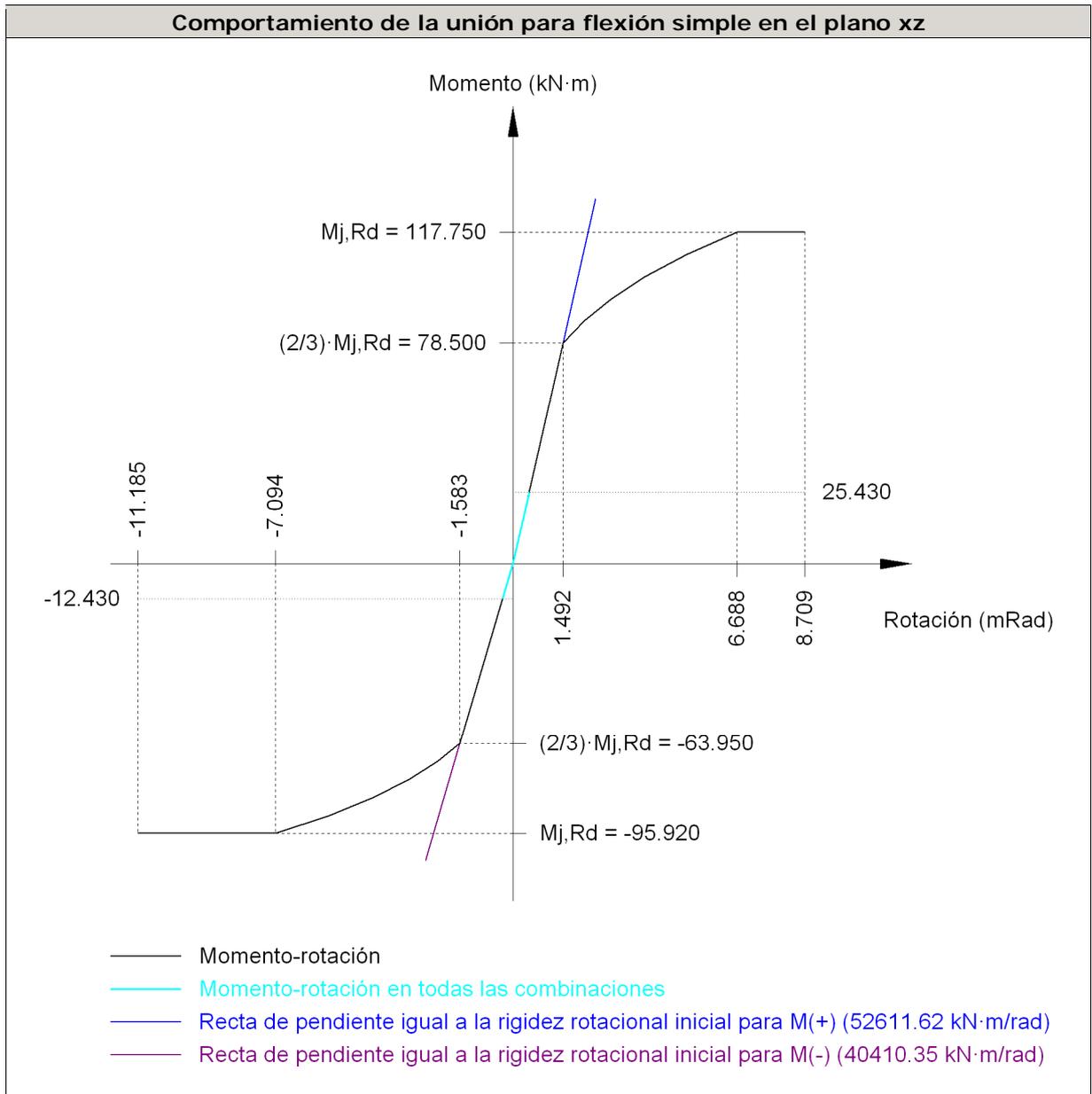
Soldaduras en ángulo										
Descripción	a (mm)	Tensión de Von Mises					Tensión normal		f _u (MPa)	β _w
		σ _⊥ (MPa)	τ _⊥ (MPa)	τ _{//} (MPa)	Valor (MPa)	Aprov. (%)	σ _⊥ (MPa)	Aprov. (%)		
Soldadura del ala superior	4	29.6	34.4	0.2	66.5	16.43	29.6	8.60	430.0	0.85
Soldadura del alma	3	23.5	23.5	5.0	47.8	11.82	23.5	6.84	430.0	0.85
Soldadura del ala inferior	4	23.9	20.6	0.1	42.9	10.60	23.9	6.94	430.0	0.85
Soldadura del alma de la cartela	3	25.7	25.7	5.0	52.1	12.88	25.7	7.47	430.0	0.85
Soldadura del ala de la cartela	4	13.9	38.9	0.0	68.8	17.01	36.5	10.62	430.0	0.85
Soldadura del alma de la cartela al ala inferior	4	0.0	0.0	3.5	6.0	1.48	0.2	0.05	430.0	0.85
Soldadura del ala de la cartela al ala inferior	6	Para este cordón en ángulo, se adopta el espesor de garganta máximo compatible con los espesores de las piezas a unir.								



Tornillo	Diámetro	Cortante				Tracción				Interacción tracción y cortante	Aprov. Máx. (%)
		Comprobación	Pésimo (kN)	Resistente (kN)	Aprov. (%)	Comprobación	Pésimo (kN)	Resistente (kN)	Aprov. (%)		
1	M16	Sección transversal	1.777	64.340	2.76	Vástago	15.201	90.432	16.81	13.20	16.81
		Aplastamiento	1.777	165.120	1.08	Punzonamiento	15.201	197.445	7.70		
2	M16	Sección transversal	1.973	64.340	3.07	Vástago	15.201	90.432	16.81	15.07	16.81
		Aplastamiento	1.973	165.120	1.19	Punzonamiento	15.201	197.445	7.70		
3	M16	Sección transversal	2.510	64.340	3.90	Vástago	10.706	90.432	11.84	11.68	11.84
		Aplastamiento	2.510	165.120	1.52	Punzonamiento	10.706	197.445	5.42		
4	M16	Sección transversal	3.034	64.340	4.72	Vástago	10.706	90.432	11.84	12.74	12.74
		Aplastamiento	3.034	106.825	2.84	Punzonamiento	10.706	197.445	5.42		
5	M16	Sección transversal	5.327	64.340	8.28	Vástago	12.172	90.432	13.46	12.38	13.46
		Aplastamiento	5.327	165.120	3.23	Punzonamiento	12.172	197.445	6.16		
6	M16	Sección transversal	5.593	64.340	8.69	Vástago	12.106	90.432	13.39	12.34	13.39
		Aplastamiento	5.593	97.903	5.71	Punzonamiento	12.106	197.445	6.13		
7	M16	Sección transversal	8.145	64.340	12.66	Vástago	16.064	90.432	17.76	15.45	17.76
		Aplastamiento	8.145	165.120	4.93	Punzonamiento	16.064	197.445	8.14		
8	M16	Sección transversal	8.321	64.340	12.93	Vástago	16.004	90.432	17.70	15.42	17.70
		Aplastamiento	8.321	96.160	8.65	Punzonamiento	16.004	197.445	8.11		

Rigidez rotacional inicial	Plano xy (kN·m/rad)	Plano xz (kN·m/rad)
Calculada para momentos positivos	4069.54	52611.62
Calculada para momentos negativos	4069.54	40410.35

Comportamiento de la unión para flexión simple en el plano xz



3) Viga IPE 80

Comprobaciones de resistencia					
Componente	Comprobación	Unidades	Pésimo	Resistente	Aprov. (%)
Chapa lateral	Pandeo local	MPa	73.536	241.300	30.48
	Aplastamiento	kN	15.605	61.920	25.20
	Desgarro	kN	31.209	50.807	61.43
Alma	Aplastamiento	kN	15.606	29.413	53.06
	Desgarro	kN	31.209	51.582	60.50

Soldaduras en ángulo										
Descripción	a (mm)	Tensión de Von Mises					Tensión normal		f _u (MPa)	β _w
		σ _⊥ (MPa)	τ _⊥ (MPa)	τ _{//} (MPa)	Valor (MPa)	Aprov. (%)	σ _⊥ (MPa)	Aprov. (%)		
Soldadura de la chapa lateral	5	40.1	40.1	0.2	80.2	19.83	40.1	11.66	430.0	0.85

Comprobaciones para los tornillos											

Tornillo	Diámetro	Cortante				Tracción				Interacción tracción y cortante	Aprov. Máx. (%)
		Comprobación	Pésimo (kN)	Resistente (kN)	Aprov. (%)	Comprobación	Pésimo (kN)	Resistente (kN)	Aprov. (%)		
1	M12	Sección transversal	15.606	26.976	57.85	Vástago	0.000	48.557	0.00	57.85	57.85
		Aplastamiento	15.606	75.146	20.77	Punzonamiento	0.000	46.853	0.00		
2	M12	Sección transversal	15.605	26.976	57.85	Vástago	0.000	48.557	0.00	57.85	57.85
		Aplastamiento	15.605	61.920	25.20	Punzonamiento	0.000	46.853	0.00		

d) Medición

Soldaduras				
f _u (MPa)	Ejecución	Tipo	Espesor de garganta (mm)	Longitud de cordones (mm)
430.0	En taller	En ángulo	3	949
			4	3623
			5	110
			6	110

Chapas				
Material	Tipo	Cantidad	Dimensiones (mm)	Peso (kg)
S275	Rigidizadores	4	170x95x10	5.07
	Chapas	1	110x55x8	0.38
		1	135x585x12	7.44
	Total			

Elementos de tornillería			
Tipo	Material	Cantidad	Descripción
Tornillos	Clase 8.8	8	ISO 4014-M16x65
		2	ISO 4017-M12x35
Tuercas	Clase 8	2	ISO 4032-M12
		8	ISO 4032-M16
Arandelas	Dureza 200 HV	4	ISO 7089-12
		16	ISO 7089-16

3.9.5. UNIÓN DE LOS TIRANTES.

En toda la nave hay muchos tipos distintos de tirantes. Se va a exponer el tipo de unión realizada en todos ellos empleando un tirante a modo de ejemplo.

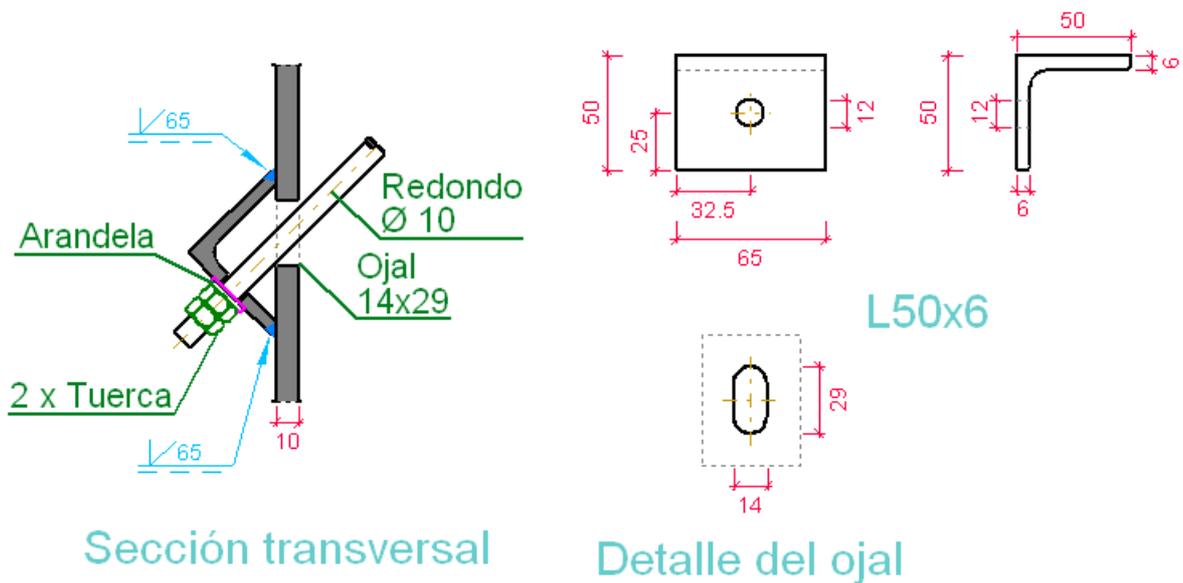


Figura 62

- Comprobación de soldaduras:

Según el artículo 8.6.3 del CTE DB SE-A, las soldaduras a tope con penetración total de esta unión no necesitan ser comprobadas.

- Mediciones:

Soldaduras				
f_u (MPa)	Ejecución	Tipo	Espesor de garganta (mm)	Longitud de cordones (mm)
430.0	En taller	A tope en bisel simple	6	130

Angulares				
Material	Tipo	Descripción (mm)	Longitud (mm)	Peso (kg)
S275	Anclajes de tirantes	L50x6	65	0.29
	Total			0.29

Elementos de tornillería no normalizados		
Tipo	Cantidad	Descripción
Tuercas	2	T10
Arandelas	1	A10

3.10. CÁLCULO DE LAS PLACAS DE ANCLAJE.

Al igual que en el caso de la estructura metálica, para realizar el cálculo de las placas de anclaje se ha utilizado el módulo *METAL 3D*, perteneciente al programa *CYPE: Arquitectura, Ingeniería y Construcción*.

Teniendo en cuenta las dimensiones escogidas para los pilares y en base a las fuerzas y momentos actuantes en los empotramientos de estos con las zapatas, se han adoptado **seis tipos** distintos de placas de anclaje (correspondientes a los cuatro tipos de zapatas que veremos mas adelante).

1. Tipo 1.

Son las placas correspondientes a los pilares de todos los pórticos excepto a los pórticos hastiales. (30 placas).

2. Tipo 2.

Son las placas correspondientes a los pilares de los pórticos hastiales delantero y trasero. (4 placas).

3. Tipo 3.

Estas son las placas que corresponden a los pilarillos laterales del pórtico hastial trasero. (2 placas).

4. Tipo 4.

La correspondiente al pilarillo central del potico hastial trasero. (1 placa)

5. Tipo 5.

Estas son las placas que corresponden a los pilarillos del pórtico hastial delantero. (3 placas).

6. Tipo 6.

Las correspondientes a los pilares de la entreplanta. (12 placas)

En la Figura 63 se detalla la relación de placas de anclaje:

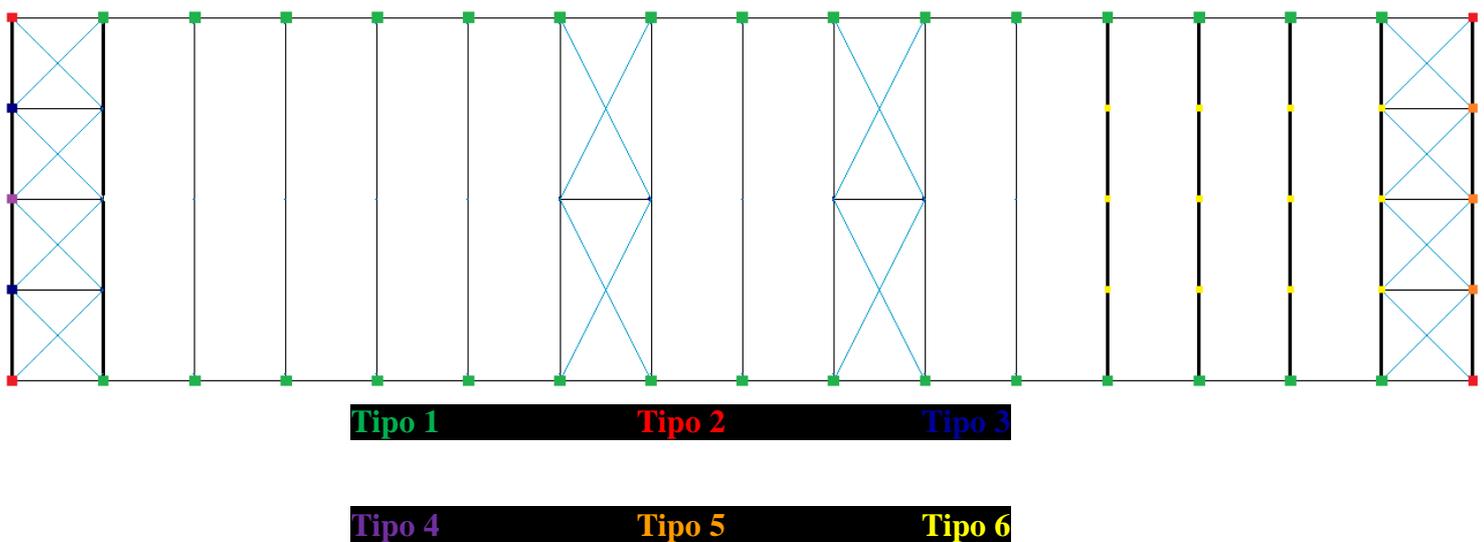
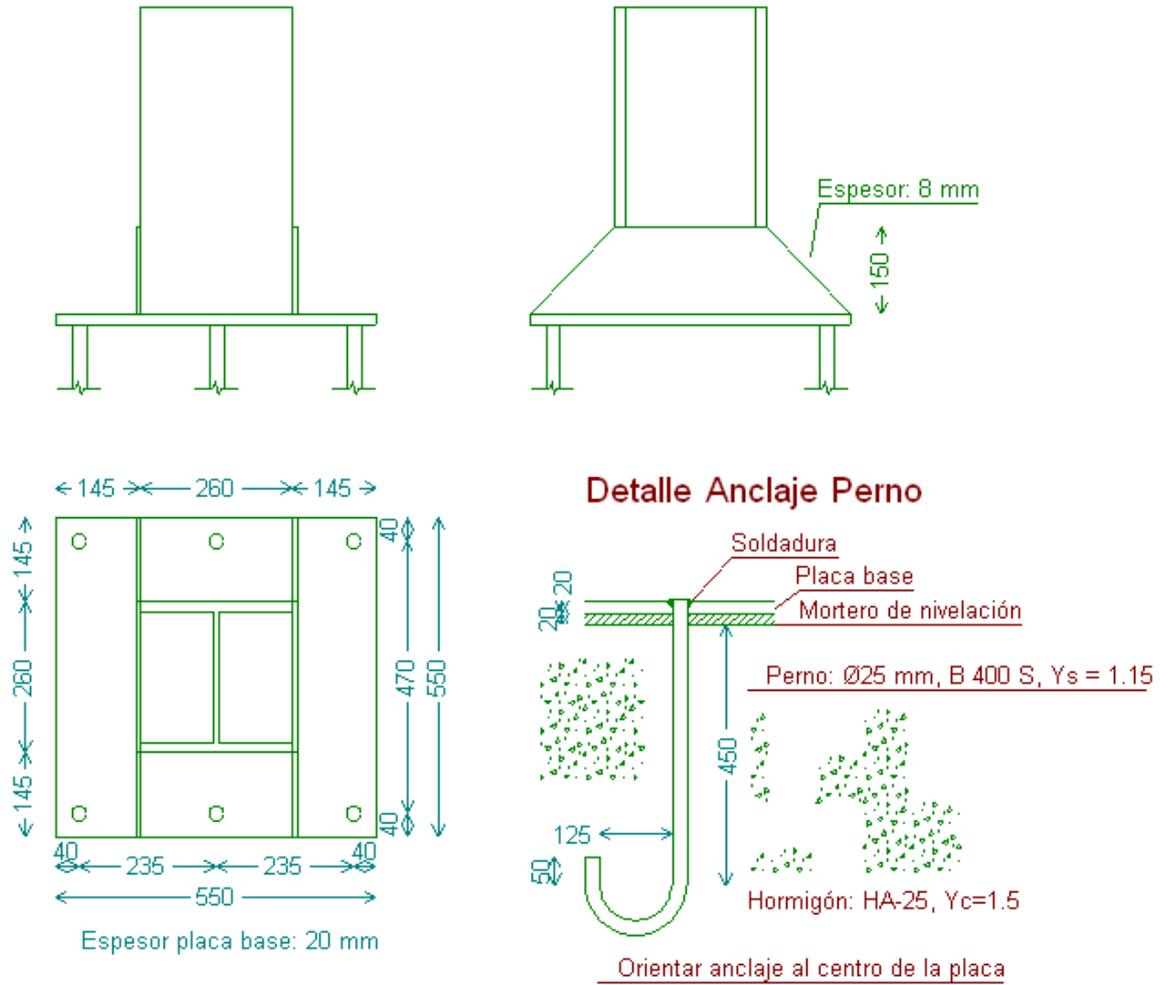


Figura 63

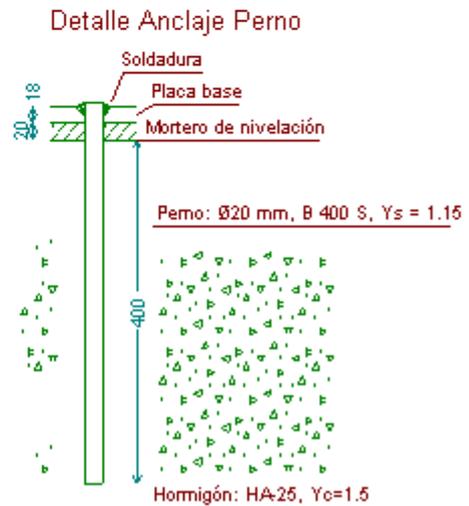
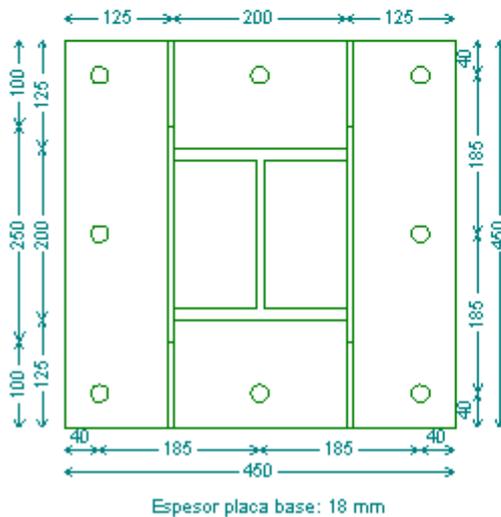
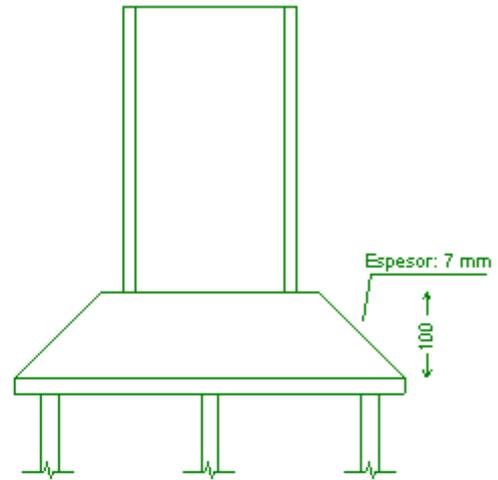
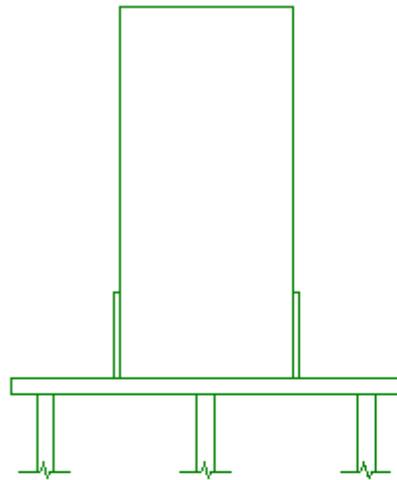
A continuación se detallan una a una los 6 tipos de placas de anclaje (dimensiones, pernos, etc), así como las comprobaciones efectuadas que demuestran que los tipos son los correctos para cada caso.

TIPO 1



Referencia: TIPO 1 -Placa base: Ancho X: 550 mm Ancho Y: 550 mm Espesor: 20 mm -Pernos: 6Ø25 mm L=45 cm Gancho a 180 grados -Disposición: Posición X: Centrada Posición Y: Centrada -Rigidizadores: Paralelos X: - Paralelos Y: 2(150x0x8.0)		
Comprobación	Valores	Estado
Separación mínima entre pernos: <i>3 diámetros</i>	Mínimo: 75 mm Calculado: 236 mm	Cumple
Separación mínima pernos-borde: <i>1.5 diámetros</i>	Mínimo: 37 mm Calculado: 40 mm	Cumple
Esbeltez de rigidizadores: - Paralelos a Y:	Máximo: 50 Calculado: 45.2	Cumple
Longitud mínima del perno: <i>Se calcula la longitud de anclaje necesaria por adherencia.</i>	Mínimo: 25 cm Calculado: 45 cm	Cumple
Anclaje perno en hormigón: - Tracción: - Cortante: - Tracción + Cortante:	Máximo: 125.01 kN Calculado: 106.04 kN Máximo: 87.51 kN Calculado: 8.26 kN Máximo: 125.01 kN Calculado: 117.83 kN	Cumple Cumple Cumple
Tracción en vástago de pernos:	Máximo: 157.12 kN Calculado: 97.45 kN	Cumple
Tensión de Von Mises en vástago de pernos:	Máximo: 400 MPa Calculado: 199.934 MPa	Cumple
Aplastamiento perno en placa: <i>Límite del cortante en un perno actuando contra la placa</i>	Máximo: 275 kN Calculado: 7.95 kN	Cumple
Tensión de Von Mises en secciones globales: - Derecha: - Izquierda: - Arriba: - Abajo:	Máximo: 275 MPa Calculado: 141.125 MPa Calculado: 107.35 MPa Calculado: 232.453 MPa Calculado: 260.277 MPa	Cumple Cumple Cumple Cumple
Flecha global equivalente: <i>Limitación de la deformabilidad de los vuelos</i> - Derecha: - Izquierda: - Arriba: - Abajo:	Mínimo: 250 Calculado: 1406.96 Calculado: 950.246 Calculado: 3376.87 Calculado: 3663.22	Cumple Cumple Cumple Cumple
Tensión de Von Mises local: <i>Tensión por tracción de pernos sobre placas en voladizo</i>	Máximo: 275 MPa Calculado: 257.429 MPa	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional: - Relación rotura pésima sección de hormigón: 0.177 - Punto de tensión local máxima: (-0.13, 0.13)		

TIPO 2



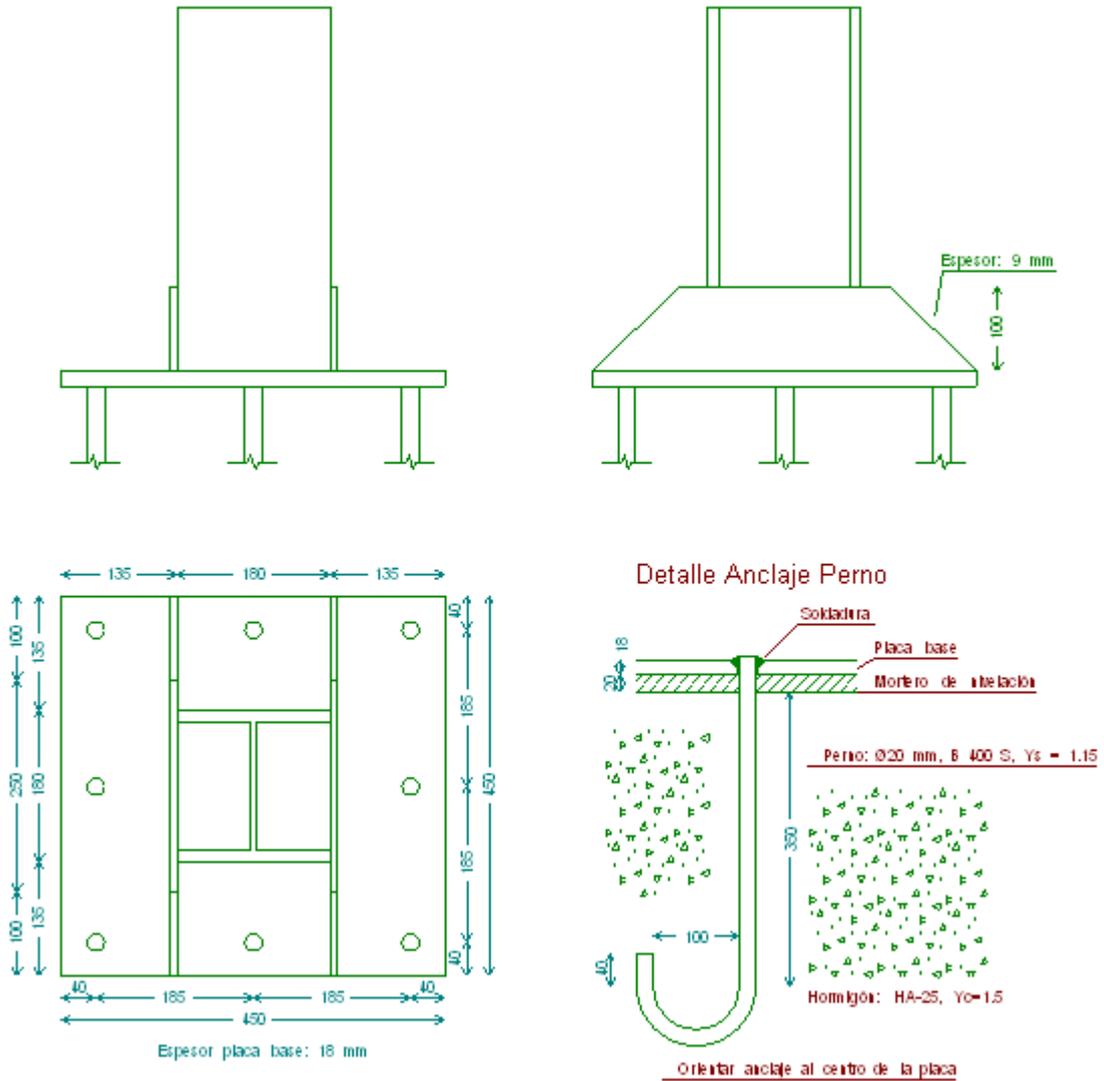
Referencia: TIPO 2

- Placa base: Ancho X: 450 mm Ancho Y: 450 mm Espesor: 18 mm
- Pernos: 8Ø20 mm L=40 cm Prolongación recta
- Disposición: Posición X: Centrada Posición Y: Centrada
- Rigidizadores: Paralelos X: - Paralelos Y: 2(100x0x7.0)

Comprobación	Valores	Estado
Separación mínima entre pernos: <i>3 diámetros</i>	Mínimo: 60 mm Calculado: 185 mm	Cumple
Separación mínima pernos-borde: <i>1.5 diámetros</i>	Mínimo: 30 mm Calculado: 40 mm	Cumple

Referencia: TIPO 2 -Placa base: Ancho X: 450 mm Ancho Y: 450 mm Espesor: 18 mm -Pernos: 8Ø20 mm L=40 cm Prolongación recta -Disposición: Posición X: Centrada Posición Y: Centrada -Rigidizadores: Paralelos X: - Paralelos Y: 2(100x0x7.0)		
Comprobación	Valores	Estado
Esbeltez de rigidizadores: - Paralelos a Y:	Máximo: 50 Calculado: 39.6	Cumple
Longitud mínima del perno: <i>Se calcula la longitud de anclaje necesaria por adherencia.</i>	Mínimo: 24 cm Calculado: 40 cm	Cumple
Anclaje perno en hormigón: - Tracción: - Cortante: - Tracción + Cortante:	Máximo: 68.38 kN Calculado: 57.16 kN Máximo: 47.87 kN Calculado: 4.28 kN Máximo: 68.38 kN Calculado: 63.28 kN	Cumple Cumple Cumple
Tracción en vástago de pernos:	Máximo: 100.48 kN Calculado: 53.73 kN	Cumple
Tensión de Von Mises en vástago de pernos:	Máximo: 400 MPa Calculado: 172.425 MPa	Cumple
Aplastamiento perno en placa: <i>Limite del cortante en un perno actuando contra la placa</i>	Máximo: 198 kN Calculado: 4.04 kN	Cumple
Tensión de Von Mises en secciones globales: - Derecha: - Izquierda: - Arriba: - Abajo:	Máximo: 275 MPa Calculado: 209.951 MPa Calculado: 182.478 MPa Calculado: 227.538 MPa Calculado: 274.822 MPa	Cumple Cumple Cumple Cumple
Flecha global equivalente: <i>Limitación de la deformabilidad de los vuelos</i> - Derecha: - Izquierda: - Arriba: - Abajo:	Mínimo: 250 Calculado: 611.728 Calculado: 517.043 Calculado: 2873.17 Calculado: 2637.62	Cumple Cumple Cumple Cumple
Tensión de Von Mises local: <i>Tensión por tracción de pernos sobre placas en voladizo</i>	Máximo: 275 MPa Calculado: 144.365 MPa	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional: - Relación rotura pésima sección de hormigón: 0.151 - Punto de tensión local máxima: (-0.1, 0.1)		

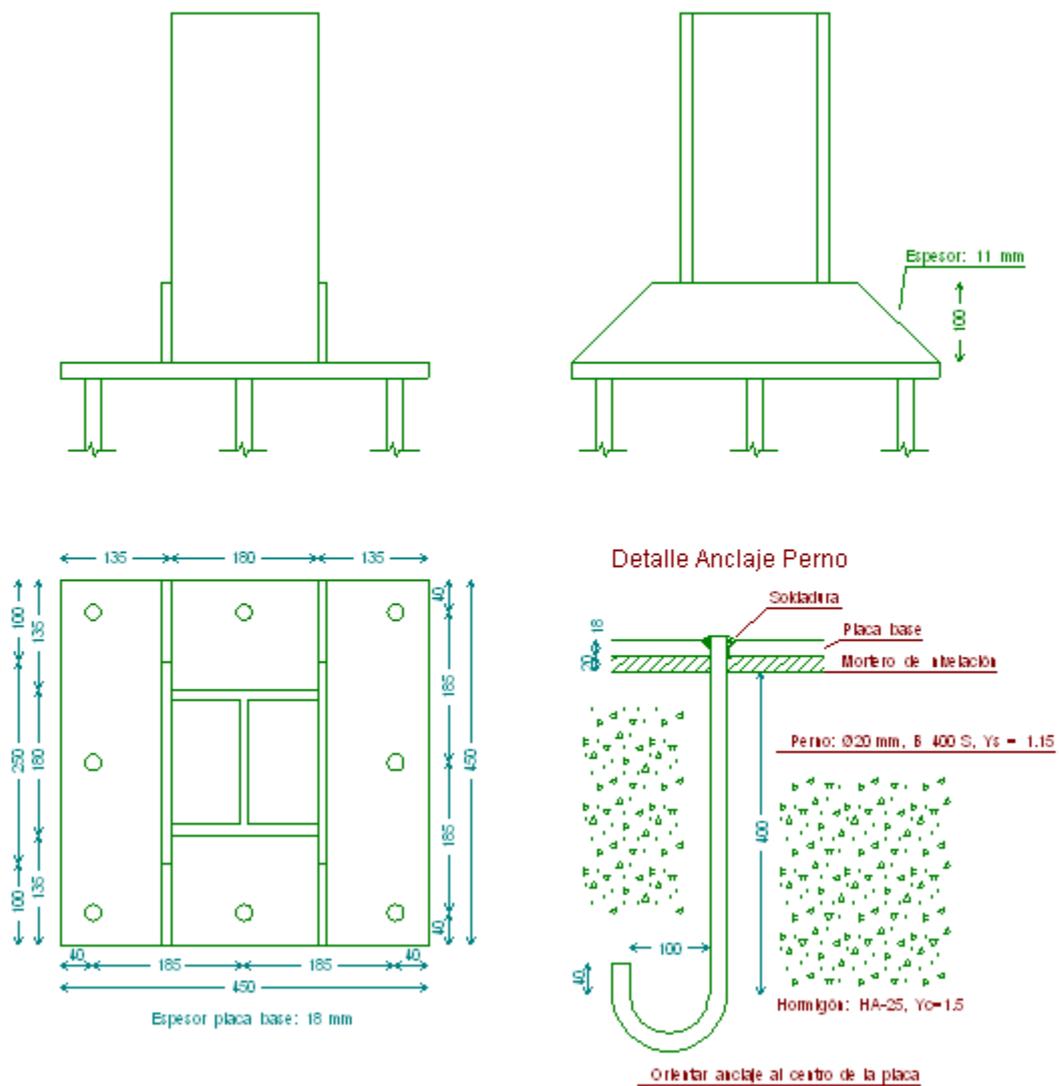
TIPO 3



Referencia: TIPO 3		
-Placa base: Ancho X: 450 mm Ancho Y: 450 mm Espesor: 18 mm		
-Pernos: 8Ø20 mm L=35 cm Gancho a 180 grados		
-Disposición: Posición X: Centrada Posición Y: Centrada		
-Rigidizadores: Paralelos X: - Paralelos Y: 2(100x0x9.0)		
Comprobación	Valores	Estado
Separación mínima entre pernos: 3 diámetros	Mínimo: 60 mm Calculado: 185 mm	Cumple

Referencia: TIPO 3 -Placa base: Ancho X: 450 mm Ancho Y: 450 mm Espesor: 18 mm -Pernos: 8Ø20 mm L=35 cm Gancho a 180 grados -Disposición: Posición X: Centrada Posición Y: Centrada -Rigidizadores: Paralelos X: - Paralelos Y: 2(100x0x9.0)		
Comprobación	Valores	Estado
Separación mínima pernos-borde: <i>1.5 diámetros</i>	Mínimo: 30 mm Calculado: 40 mm	Cumple
Esbeltez de rigidizadores: - Paralelos a Y:	Máximo: 50 Calculado: 32.3	Cumple
Longitud mínima del perno: <i>Se calcula la longitud de anclaje necesaria por adherencia.</i>	Mínimo: 20 cm Calculado: 35 cm	Cumple
Anclaje perno en hormigón: - Tracción: - Cortante: - Tracción + Cortante:	Máximo: 77.78 kN Calculado: 65.39 kN Máximo: 54.45 kN Calculado: 4.88 kN Máximo: 77.78 kN Calculado: 72.36 kN	Cumple Cumple Cumple
Tracción en vástago de pernos:	Máximo: 100.48 kN Calculado: 61.55 kN	Cumple
Tensión de Von Mises en vástago de pernos:	Máximo: 400 MPa Calculado: 197.998 MPa	Cumple
Aplastamiento perno en placa: <i>Límite del cortante en un perno actuando contra la placa</i>	Máximo: 198 kN Calculado: 4.57 kN	Cumple
Tensión de Von Mises en secciones globales: - Derecha: - Izquierda: - Arriba: - Abajo:	Máximo: 275 MPa Calculado: 197.26 MPa Calculado: 196.167 MPa Calculado: 271.936 MPa Calculado: 269.234 MPa	Cumple Cumple Cumple Cumple
Flecha global equivalente: <i>Limitación de la deformabilidad de los vuelos</i> - Derecha: - Izquierda: - Arriba: - Abajo:	Mínimo: 250 Calculado: 979.769 Calculado: 881.732 Calculado: 2314.09 Calculado: 2324.42	Cumple Cumple Cumple Cumple
Tensión de Von Mises local: <i>Tensión por tracción de pernos sobre placas en voladizo</i>	Máximo: 275 MPa Calculado: 171.008 MPa	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional: - Relación rotura pésima sección de hormigón: 0.162 - Punto de tensión local máxima: (-0.09, -0.225)		

TIPO 4



Referencia: TIPO 4

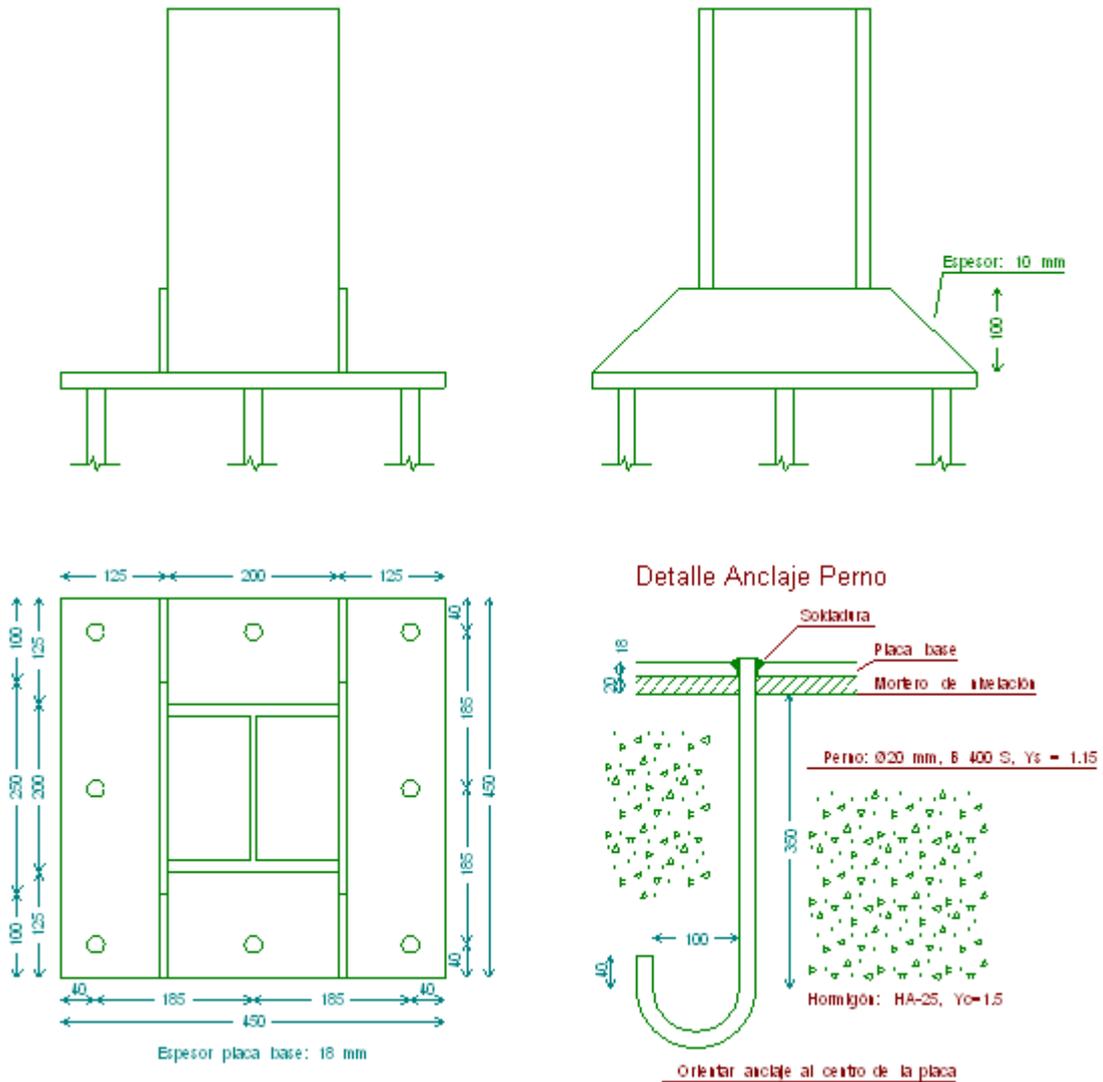
- Placa base: Ancho X: 450 mm Ancho Y: 450 mm Espesor: 18 mm
- Pernos: 8Ø20 mm L=40 cm Gancho a 180 grados
- Disposición: Posición X: Centrada Posición Y: Centrada
- Rigidizadores: Paralelos X: - Paralelos Y: 2(100x0x11.0)

Comprobación	Valores	Estado
--------------	---------	--------

Referencia: TIPO 4 -Placa base: Ancho X: 450 mm Ancho Y: 450 mm Espesor: 18 mm -Pernos: 8Ø20 mm L=40 cm Gancho a 180 grados -Disposición: Posición X: Centrada Posición Y: Centrada -Rigidizadores: Paralelos X: - Paralelos Y: 2(100x0x11.0)		
Comprobación	Valores	Estado
Separación mínima entre pernos: <i>3 diámetros</i>	Mínimo: 60 mm Calculado: 185 mm	Cumple
Separación mínima pernos-borde: <i>1.5 diámetros</i>	Mínimo: 30 mm Calculado: 40 mm	Cumple
Esbeltez de rigidizadores: - Paralelos a Y:	Máximo: 50 Calculado: 26.5	Cumple
Longitud mínima del perno: <i>Se calcula la longitud de anclaje necesaria por adherencia.</i>	Mínimo: 20 cm Calculado: 40 cm	Cumple
Anclaje perno en hormigón: - Tracción: - Cortante: - Tracción + Cortante:	Máximo: 88.9 kN Calculado: 73.69 kN Máximo: 62.23 kN Calculado: 5.2 kN Máximo: 88.9 kN Calculado: 81.12 kN	Cumple Cumple Cumple
Tracción en vástago de pernos:	Máximo: 100.48 kN Calculado: 69.16 kN	Cumple
Tensión de Von Mises en vástago de pernos:	Máximo: 400 MPa Calculado: 222.26 MPa	Cumple
Aplastamiento perno en placa: <i>Limite del cortante en un perno actuando contra la placa</i>	Máximo: 198 kN Calculado: 4.87 kN	Cumple
Tensión de Von Mises en secciones globales: - Derecha: - Izquierda: - Arriba: - Abajo:	Máximo: 275 MPa Calculado: 184.107 MPa Calculado: 179.543 MPa Calculado: 242.41 MPa Calculado: 261.491 MPa	Cumple Cumple Cumple Cumple
Flecha global equivalente: <i>Limitación de la deformabilidad de los vuelos</i> - Derecha: - Izquierda: - Arriba: - Abajo:	Mínimo: 250 Calculado: 1162.29 Calculado: 1220.07 Calculado: 2406.98 Calculado: 2355.41	Cumple Cumple Cumple Cumple
Tensión de Von Mises local: <i>Tensión por tracción de pernos sobre placas en voladizo</i>	Máximo: 275 MPa Calculado: 202.047 MPa	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		

Referencia: TIPO 4		
-Placa base: Ancho X: 450 mm Ancho Y: 450 mm Espesor: 18 mm		
-Pernos: 8Ø20 mm L=40 cm Gancho a 180 grados		
-Disposición: Posición X: Centrada Posición Y: Centrada		
-Rigidizadores: Paralelos X: - Paralelos Y: 2(100x0x11.0)		
Comprobación	Valores	Estado
Información adicional:		
- Relación rotura pésima sección de hormigón: 0.165		
- Punto de tensión local máxima: (0.09, 0.252)		

TIPO 5



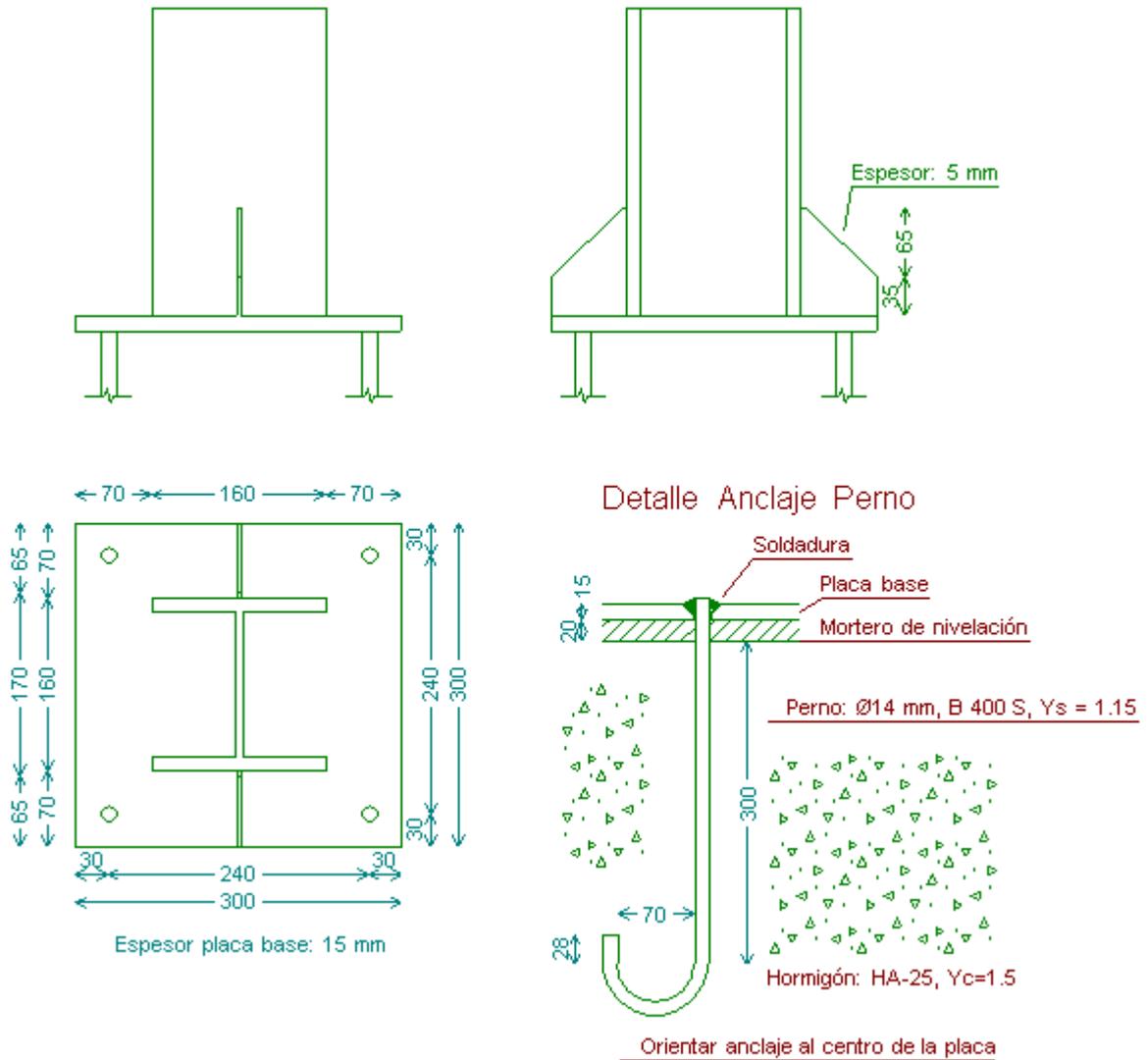
Referencia: TIPO 5

- Placa base: Ancho X: 450 mm Ancho Y: 450 mm Espeor: 18 mm
- Pernos: 8Ø20 mm L=35 cm Gancho a 180 grados
- Disposición: Posición X: Centrada Posición Y: Centrada
- Rigidizadores: Paralelos X: - Paralelos Y: 2(100x0x10.0)

Comprobación	Valores	Estado
Separación mínima entre pernos: <i>3 diámetros</i>	Mínimo: 60 mm Calculado: 185 mm	Cumple
Separación mínima pernos-borde: <i>1.5 diámetros</i>	Mínimo: 30 mm Calculado: 40 mm	Cumple

Referencia: TIPO 5 -Placa base: Ancho X: 450 mm Ancho Y: 450 mm Espesor: 18 mm -Pernos: 8Ø20 mm L=35 cm Gancho a 180 grados -Disposición: Posición X: Centrada Posición Y: Centrada -Rigidizadores: Paralelos X: - Paralelos Y: 2(100x0x10.0)		
Comprobación	Valores	Estado
Esbeltez de rigidizadores: - Paralelos a Y:	Máximo: 50 Calculado: 27.7	Cumple
Longitud mínima del perno: <i>Se calcula la longitud de anclaje necesaria por adherencia.</i>	Mínimo: 20 cm Calculado: 35 cm	Cumple
Anclaje perno en hormigón: - Tracción: - Cortante: - Tracción + Cortante:	Máximo: 77.78 kN Calculado: 59.48 kN Máximo: 54.45 kN Calculado: 4.91 kN Máximo: 77.78 kN Calculado: 66.49 kN	Cumple Cumple Cumple
Tracción en vástago de pernos:	Máximo: 100.48 kN Calculado: 57.21 kN	Cumple
Tensión de Von Mises en vástago de pernos:	Máximo: 400 MPa Calculado: 184.363 MPa	Cumple
Aplastamiento perno en placa: <i>Limite del cortante en un perno actuando contra la placa</i>	Máximo: 198 kN Calculado: 4.6 kN	Cumple
Tensión de Von Mises en secciones globales: - Derecha: - Izquierda: - Arriba: - Abajo:	Máximo: 275 MPa Calculado: 166.315 MPa Calculado: 170.487 MPa Calculado: 199.822 MPa Calculado: 246.717 MPa	Cumple Cumple Cumple Cumple
Flecha global equivalente: <i>Limitación de la deformabilidad de los vuelos</i> - Derecha: - Izquierda: - Arriba: - Abajo:	Mínimo: 250 Calculado: 773.295 Calculado: 867.108 Calculado: 3580.63 Calculado: 2997.13	Cumple Cumple Cumple Cumple
Tensión de Von Mises local: <i>Tensión por tracción de pernos sobre placas en voladizo</i>	Máximo: 275 MPa Calculado: 157.476 MPa	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional: - Relación rotura pésima sección de hormigón: 0.173 - Punto de tensión local máxima: (-0.1, 0.1)		

TIPO 6



Referencia: TIPO 6

- Placa base: Ancho X: 300 mm Ancho Y: 300 mm Espeor: 15 mm
- Pernos: 4 $\varnothing 14$ mm L=30 cm Gancho a 180 grados
- Disposición: Posición X: Centrada Posición Y: Centrada
- Rigidizadores: Paralelos X: - Paralelos Y: 1(100x35x5.0)

Comprobación	Valores	Estado
Separación mínima entre pernos: 3 diámetros	Mínimo: 42 mm Calculado: 241 mm	Cumple

Referencia: TIPO 6 -Placa base: Ancho X: 300 mm Ancho Y: 300 mm Espesor: 15 mm -Pernos: 4Ø14 mm L=30 cm Gancho a 180 grados -Disposición: Posición X: Centrada Posición Y: Centrada -Rigidizadores: Paralelos X: - Paralelos Y: 1(100x35x5.0)		
Comprobación	Valores	Estado
Separación mínima pernos-borde: <i>1.5 diámetros</i>	Mínimo: 21 mm Calculado: 30 mm	Cumple
Esbeltez de rigidizadores: - Paralelos a Y:	Máximo: 50 Calculado: 42.3	Cumple
Longitud mínima del perno: <i>Se calcula la longitud de anclaje necesaria por adherencia.</i>	Mínimo: 15 cm Calculado: 30 cm	Cumple
Anclaje perno en hormigón: - Tracción: - Cortante: - Tracción + Cortante:	Máximo: 46.67 kN Calculado: 25.07 kN Máximo: 32.67 kN Calculado: 2.08 kN Máximo: 46.67 kN Calculado: 28.04 kN	Cumple Cumple Cumple
Tracción en vástago de pernos:	Máximo: 49.28 kN Calculado: 25.49 kN	Cumple
Tensión de Von Mises en vástago de pernos:	Máximo: 400 MPa Calculado: 167.151 MPa	Cumple
Aplastamiento perno en placa: <i>Límite del cortante en un perno actuando contra la placa</i>	Máximo: 115.5 kN Calculado: 1.93 kN	Cumple
Tensión de Von Mises en secciones globales: - Derecha: - Izquierda: - Arriba: - Abajo:	Máximo: 275 MPa Calculado: 78.7531 MPa Calculado: 80.6662 MPa Calculado: 203.135 MPa Calculado: 218.949 MPa	Cumple Cumple Cumple Cumple
Flecha global equivalente: <i>Limitación de la deformabilidad de los vuelos</i> - Derecha: - Izquierda: - Arriba: - Abajo:	Mínimo: 250 Calculado: 1349.24 Calculado: 1311.9 Calculado: 6410.58 Calculado: 5930.51	Cumple Cumple Cumple Cumple
Tensión de Von Mises local: <i>Tensión por tracción de pernos sobre placas en voladizo</i>	Máximo: 275 MPa Calculado: 0 MPa	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional: - Relación rotura pésima sección de hormigón: 0.151		

Aunque se especifica en cada tabla, los detalles referentes a la disposición de rigidizadores y de pernos se definen en el documento 4 “Planos”.

3.11. CÁLCULO DE LA CIMENTACIÓN.

El cálculo y la comprobación de los elementos de cimentación han sido realizados a la vez que el pórtico y las placas de anclaje mediante el módulo *Metal3D*, perteneciente al grupo de programas *CYPE*, *Arquitectura*, *Ingeniería* y *Construcción*.

Los datos de los que se parten son los siguientes:

- Tensión admisible de terreno en situaciones persistentes: 2 kp/cm^2
- Tensión admisible de terreno en situaciones transitorias: 3 kp/cm^2
- Tipo hormigón: HA-25 (Control Estadístico)
- Tamaño máximo de árido 30 mm.
- Acero en armado de zapatas y vigas de atado: B 400 S (Control Normal)

Dado que se tienen 6 tipos de placas de anclaje también surgirán **6 tipos** de zapatas aisladas. Se arriostrarán todas las zapatas periféricas (Tipos 1, 2, 3, 4 y 5) mediante vigas de atado, mientras que las zapatas correspondientes a la cimentación de los pilares de la entreplanta (Tipo 6) no se unirán con vigas de atado pues no sufren apenas esfuerzos de vuelco (se recuerda que los esfuerzos recibidos por estos pilares eran exclusivamente de compresión).

Todas las vigas de atado serán iguales y sus dimensiones son las siguientes:

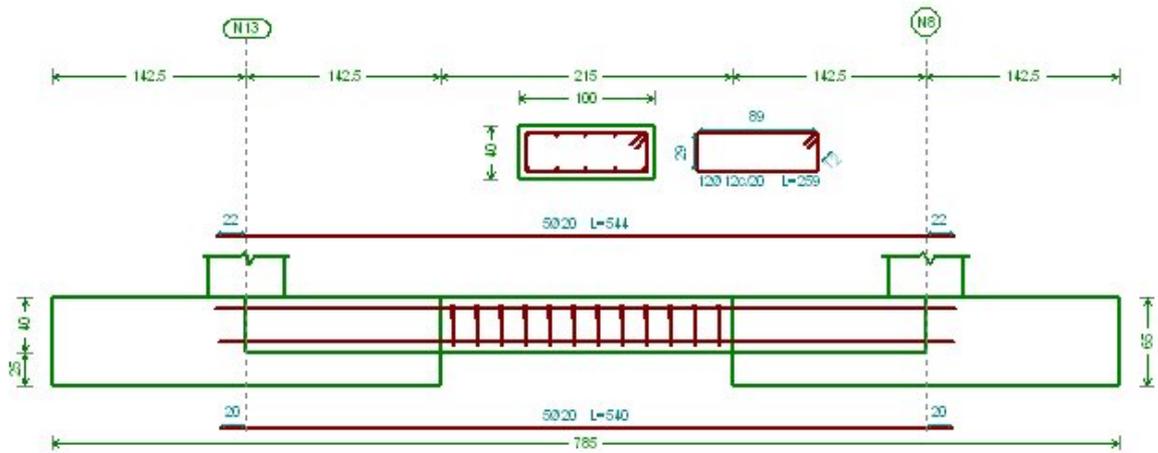


Figura 64

Se detalla en el siguiente dibujo la relación de zapatas empleadas:

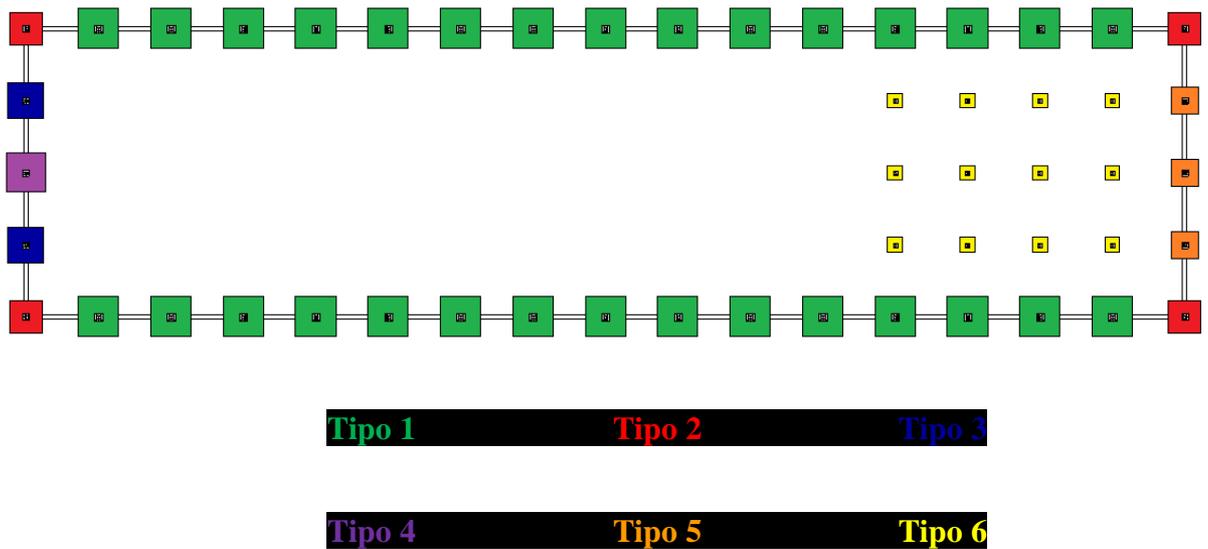


Figura 65

A continuación se muestran las dimensiones y comprobaciones efectuadas y los resultados obtenidos por el programa para cada tipo de zapata:

Referencia: TIPO 1		
Dimensiones: 285 x 285 x 65		
Armados: Xi:Ø12c/17 Yi:Ø12c/17 Xs:Ø12c/17 Ys:Ø12c/17		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>		
- Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 0.2 MPa Calculado: 0.0295281 MPa	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes sin viento:	Máximo: 0.249959 MPa Calculado: 0.0403191 MPa	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes con viento:	Máximo: 0.249959 MPa Calculado: 0.0604296 MPa	Cumple
Vuelco de la zapata: <i>Si el % de reserva de seguridad es mayor que cero, quiere decir que los coeficientes de seguridad al vuelco son mayores que los valores estrictos exigidos para todas las combinaciones de equilibrio.</i>		
- En dirección X:	Reserva seguridad: 443.1 %	Cumple
- En dirección Y:	Reserva seguridad: 0.5 %	Cumple
Flexión en la zapata:		
- En dirección X:	Momento: 43.42 kN·m	Cumple
- En dirección Y:	Momento: 119.97 kN·m	Cumple
Cortante en la zapata:		
- En dirección X:	Cortante: 37.28 kN	Cumple
- En dirección Y:	Cortante: 119.78 kN	Cumple
Compresión oblicua en la zapata:		
- Situaciones persistentes: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>	Máximo: 5000 kN/m ² Calculado: 132.2 kN/m ²	Cumple
Canto mínimo: <i>Artículo 58.8.1 de la norma EHE-08</i>	Mínimo: 25 cm Calculado: 65 cm	Cumple
Espacio para anclar arranques en cimentación:		
- N8:	Mínimo: 53 cm Calculado: 58 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: <i>Artículo 42.3.5 de la norma EHE-08</i>	Mínimo: 0.001	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 0.0011	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 0.0011	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.0011	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 0.0011	Cumple
Cuantía mínima necesaria por flexión: <i>Artículo 42.3.2 de la norma EHE-08</i>	Calculado: 0.0011	
- Armado inferior dirección X:	Mínimo: 0.0002	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Mínimo: 0.0006	Cumple

Referencia: TIPO 1		
Dimensiones: 285 x 285 x 65		
Armados: Xi:Ø12c/17 Yi:Ø12c/17 Xs:Ø12c/17 Ys:Ø12c/17		
Comprobación	Valores	Estado
- Armado superior dirección X:	Mínimo: 0.0001	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Mínimo: 0.0003	Cumple
Diámetro mínimo de las barras: <i>Recomendación del Artículo 58.8.2 (norma EHE-08)</i>	Mínimo: 12 mm	
- Parrilla inferior:	Calculado: 12 mm	Cumple
- Parrilla superior:	Calculado: 12 mm	Cumple
Separación máxima entre barras: <i>Artículo 58.8.2 de la norma EHE-08</i>	Máximo: 30 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 17 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 17 cm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 17 cm	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 17 cm	Cumple
Separación mínima entre barras: <i>Recomendación del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. Ed. INTEMAC, 1991</i>	Mínimo: 10 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 17 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 17 cm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 17 cm	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 17 cm	Cumple
Longitud de anclaje: <i>Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. Ed. INTEMAC, 1991</i>	Mínimo: 15 cm	
- Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 64 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 64 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 64 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 64 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia der:	Calculado: 64 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia izq:	Calculado: 64 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 64 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 64 cm	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		

Referencia: TIPO 2		
Dimensiones: 235 x 235 x 50		
Armados: Xi:Ø12c/22 Yi:Ø12c/22 Xs:Ø12c/22 Ys:Ø12c/22		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>		
- Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 0.2 MPa Calculado: 0.0204048 MPa	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes sin viento:	Máximo: 0.249959 MPa Calculado: 0.0157941 MPa	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes con viento:	Máximo: 0.249959 MPa Calculado: 0.0460089 MPa	Cumple
Vuelco de la zapata: <i>Si el % de reserva de seguridad es mayor que cero, quiere decir que los coeficientes de seguridad al vuelco son mayores que los valores estrictos exigidos para todas las combinaciones de equilibrio.</i>		
- En dirección X:	Reserva seguridad: 61.5 %	Cumple
- En dirección Y:	Reserva seguridad: 39.0 %	Cumple
Flexión en la zapata:		
- En dirección X:	Momento: 20.25 kN·m	Cumple
- En dirección Y:	Momento: 48.17 kN·m	Cumple
Cortante en la zapata:		
- En dirección X:	Cortante: 23.54 kN	Cumple
- En dirección Y:	Cortante: 58.86 kN	Cumple
Compresión oblicua en la zapata:		
- Situaciones persistentes: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>	Máximo: 5000 kN/m ² Calculado: 64.8 kN/m ²	Cumple
Canto mínimo: <i>Artículo 58.8.1 de la norma EHE-08</i>	Mínimo: 25 cm Calculado: 50 cm	Cumple
Espacio para anclar arranques en cimentación:		
- N3:	Mínimo: 40 cm Calculado: 43 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: <i>Artículo 42.3.5 de la norma EHE-08</i>		
- Armado inferior dirección X:	Mínimo: 0.001 Calculado: 0.0011	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 0.0011	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.0011	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 0.0011	Cumple

Referencia: TIPO 2		
Dimensiones: 235 x 235 x 50		
Armados: Xi:Ø12c/22 Yi:Ø12c/22 Xs:Ø12c/22 Ys:Ø12c/22		
Comprobación	Valores	Estado
<p>Cuantía mínima necesaria por flexión: <i>Artículo 42.3.2 de la norma EHE-08</i></p> <p>- Armado inferior dirección X:</p> <p>- Armado inferior dirección Y:</p> <p>- Armado superior dirección X:</p> <p>- Armado superior dirección Y:</p>	<p>Calculado: 0.0011</p> <p>Mínimo: 0.0002</p> <p>Mínimo: 0.0005</p> <p>Mínimo: 0.0002</p> <p>Mínimo: 0.0003</p>	<p>Cumple</p> <p>Cumple</p> <p>Cumple</p> <p>Cumple</p>
<p>Diámetro mínimo de las barras: <i>Recomendación del Artículo 58.8.2 (norma EHE-08)</i></p> <p>- Parrilla inferior:</p> <p>- Parrilla superior:</p>	<p>Mínimo: 12 mm</p> <p>Calculado: 12 mm</p> <p>Calculado: 12 mm</p>	<p>Cumple</p> <p>Cumple</p>
<p>Separación máxima entre barras: <i>Artículo 58.8.2 de la norma EHE-08</i></p> <p>- Armado inferior dirección X:</p> <p>- Armado inferior dirección Y:</p> <p>- Armado superior dirección X:</p> <p>- Armado superior dirección Y:</p>	<p>Máximo: 30 cm</p> <p>Calculado: 22 cm</p> <p>Calculado: 22 cm</p> <p>Calculado: 22 cm</p> <p>Calculado: 22 cm</p>	<p>Cumple</p> <p>Cumple</p> <p>Cumple</p> <p>Cumple</p>
<p>Separación mínima entre barras: <i>Recomendación del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. Ed. INTEMAC, 1991</i></p> <p>- Armado inferior dirección X:</p> <p>- Armado inferior dirección Y:</p> <p>- Armado superior dirección X:</p> <p>- Armado superior dirección Y:</p>	<p>Mínimo: 10 cm</p> <p>Calculado: 22 cm</p> <p>Calculado: 22 cm</p> <p>Calculado: 22 cm</p> <p>Calculado: 22 cm</p>	<p>Cumple</p> <p>Cumple</p> <p>Cumple</p> <p>Cumple</p>
<p>Longitud de anclaje: <i>Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. Ed. INTEMAC, 1991</i></p> <p>- Armado inf. dirección X hacia der:</p> <p>- Armado inf. dirección X hacia izq:</p> <p>- Armado inf. dirección Y hacia arriba:</p> <p>- Armado inf. dirección Y hacia abajo:</p> <p>- Armado sup. dirección X hacia der:</p> <p>- Armado sup. dirección X hacia izq:</p> <p>- Armado sup. dirección Y hacia arriba:</p> <p>- Armado sup. dirección Y hacia abajo:</p>	<p>Mínimo: 15 cm</p> <p>Calculado: 55 cm</p>	<p>Cumple</p> <p>Cumple</p> <p>Cumple</p> <p>Cumple</p> <p>Cumple</p> <p>Cumple</p> <p>Cumple</p> <p>Cumple</p>
Se cumplen todas las comprobaciones		

Referencia: TIPO 3		
Dimensiones: 255 x 255 x 55		
Armados: Xi:Ø12c/20 Yi:Ø12c/20 Xs:Ø12c/20 Ys:Ø12c/20		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>		
- Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 0.2 MPa Calculado: 0.0194238 MPa	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes sin viento:	Máximo: 0.249959 MPa Calculado: 0.0169713 MPa	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes con viento:	Máximo: 0.249959 MPa Calculado: 0.0416925 MPa	Cumple
Vuelco de la zapata: <i>Si el % de reserva de seguridad es mayor que cero, quiere decir que los coeficientes de seguridad al vuelco son mayores que los valores estrictos exigidos para todas las combinaciones de equilibrio.</i>		
- En dirección X:	Reserva seguridad: 1081.8 %	Cumple
- En dirección Y:	Reserva seguridad: 19.3 %	Cumple
Flexión en la zapata:		
- En dirección X:	Momento: 14.41 kN·m	Cumple
- En dirección Y:	Momento: 60.41 kN·m	Cumple
Cortante en la zapata:		
- En dirección X:	Cortante: 14.81 kN	Cumple
- En dirección Y:	Cortante: 70.24 kN	Cumple
Compresión oblicua en la zapata:		
- Situaciones persistentes: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>	Máximo: 5000 kN/m ² Calculado: 54.8 kN/m ²	Cumple
Canto mínimo: <i>Artículo 58.8.1 de la norma EHE-08</i>	Mínimo: 25 cm Calculado: 55 cm	Cumple
Espacio para anclar arranques en cimentación:		
- N104:	Mínimo: 42 cm Calculado: 48 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: <i>Artículo 42.3.5 de la norma EHE-08</i>	Mínimo: 0.001	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 0.0011	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 0.0011	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.0011	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 0.0011	Cumple
Cuantía mínima necesaria por flexión: <i>Artículo 42.3.2 de la norma EHE-08</i>	Calculado: 0.0011	
- Armado inferior dirección X:	Mínimo: 0.0002	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Mínimo: 0.0005	Cumple

Referencia: TIPO 3		
Dimensiones: 255 x 255 x 55		
Armados: Xi:Ø12c/20 Yi:Ø12c/20 Xs:Ø12c/20 Ys:Ø12c/20		
Comprobación	Valores	Estado
- Armado superior dirección X:	Mínimo: 0.0001	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Mínimo: 0.0003	Cumple
Diámetro mínimo de las barras: <i>Recomendación del Artículo 58.8.2 (norma EHE-08)</i>	Mínimo: 12 mm	
- Parrilla inferior:	Calculado: 12 mm	Cumple
- Parrilla superior:	Calculado: 12 mm	Cumple
Separación máxima entre barras: <i>Artículo 58.8.2 de la norma EHE-08</i>	Máximo: 30 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 20 cm	Cumple
Separación mínima entre barras: <i>Recomendación del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. Ed. INTEMAC, 1991</i>	Mínimo: 10 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 20 cm	Cumple
Longitud de anclaje: <i>Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. Ed. INTEMAC, 1991</i>	Mínimo: 15 cm	
- Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 62 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 62 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 62 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 62 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia der:	Calculado: 62 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia izq:	Calculado: 62 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 62 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 62 cm	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		

Referencia: TIPO 4		
Dimensiones: 275 x 275 x 60		
Armados: Xi:Ø12c/18 Yi:Ø12c/18 Xs:Ø12c/18 Ys:Ø12c/18		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>		
- Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 0.2 MPa Calculado: 0.0184428 MPa	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes sin viento:	Máximo: 0.249959 MPa Calculado: 0.0179523 MPa	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes con viento:	Máximo: 0.249959 MPa Calculado: 0.0369837 MPa	Cumple
Vuelco de la zapata: <i>Si el % de reserva de seguridad es mayor que cero, quiere decir que los coeficientes de seguridad al vuelco son mayores que los valores estrictos exigidos para todas las combinaciones de equilibrio.</i>		
- En dirección X:	Reserva seguridad: 2086.0 %	Cumple
- En dirección Y:	Reserva seguridad: 26.7 %	Cumple
Flexión en la zapata:		
- En dirección X:	Momento: 13.78 kN·m	Cumple
- En dirección Y:	Momento: 65.90 kN·m	Cumple
Cortante en la zapata:		
- En dirección X:	Cortante: 12.95 kN	Cumple
- En dirección Y:	Cortante: 70.53 kN	Cumple
Compresión oblicua en la zapata:		
- Situaciones persistentes: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>	Máximo: 5000 kN/m ² Calculado: 45.1 kN/m ²	Cumple
Canto mínimo: <i>Artículo 58.8.1 de la norma EHE-08</i>	Mínimo: 25 cm Calculado: 60 cm	Cumple
Espacio para anclar arranques en cimentación:		
- N105:	Mínimo: 47 cm Calculado: 53 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: <i>Artículo 42.3.5 de la norma EHE-08</i>	Mínimo: 0.001	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 0.0011	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 0.0011	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.0011	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 0.0011	Cumple
Cuantía mínima necesaria por flexión: <i>Artículo 42.3.2 de la norma EHE-08</i>	Calculado: 0.0011	
- Armado inferior dirección X:	Mínimo: 0.0001	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Mínimo: 0.0004	Cumple

Referencia: TIPO 4		
Dimensiones: 275 x 275 x 60		
Armados: Xi:Ø12c/18 Yi:Ø12c/18 Xs:Ø12c/18 Ys:Ø12c/18		
Comprobación	Valores	Estado
- Armado superior dirección X:	Mínimo: 0.0001	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Mínimo: 0.0003	Cumple
Diámetro mínimo de las barras: <i>Recomendación del Artículo 58.8.2 (norma EHE-08)</i>	Mínimo: 12 mm	
- Parrilla inferior:	Calculado: 12 mm	Cumple
- Parrilla superior:	Calculado: 12 mm	Cumple
Separación máxima entre barras: <i>Artículo 58.8.2 de la norma EHE-08</i>	Máximo: 30 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 18 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 18 cm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 18 cm	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 18 cm	Cumple
Separación mínima entre barras: <i>Recomendación del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. Ed. INTEMAC, 1991</i>	Mínimo: 10 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 18 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 18 cm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 18 cm	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 18 cm	Cumple
Longitud de anclaje: <i>Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. Ed. INTEMAC, 1991</i>	Mínimo: 15 cm	
- Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 68 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 68 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 68 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 68 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia der:	Calculado: 68 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia izq:	Calculado: 68 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 68 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 68 cm	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		

Referencia: TIPO 5		
Dimensiones: 195 x 195 x 55		
Armados: Xi:Ø12c/20 Yi:Ø12c/20 Xs:Ø12c/20 Ys:Ø12c/20		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>		
- Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 0.2 MPa Calculado: 0.0455184 MPa	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes sin viento:	Máximo: 0.249959 MPa Calculado: 0.0383571 MPa	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes con viento:	Máximo: 0.249959 MPa Calculado: 0.0980019 MPa	Cumple
Vuelco de la zapata: <i>Si el % de reserva de seguridad es mayor que cero, quiere decir que los coeficientes de seguridad al vuelco son mayores que los valores estrictos exigidos para todas las combinaciones de equilibrio.</i>		
- En dirección X:	Reserva seguridad: 1011.7 %	Cumple
- En dirección Y:	Reserva seguridad: 21.8 %	Cumple
Flexión en la zapata:		
- En dirección X:	Momento: 29.77 kN·m	Cumple
- En dirección Y:	Momento: 69.67 kN·m	Cumple
Cortante en la zapata:		
- En dirección X:	Cortante: 30.02 kN	Cumple
- En dirección Y:	Cortante: 85.64 kN	Cumple
Compresión oblicua en la zapata:		
- Situaciones persistentes: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>	Máximo: 5000 kN/m ² Calculado: 193.4 kN/m ²	Cumple
Canto mínimo: <i>Artículo 58.8.1 de la norma EHE-08</i>	Mínimo: 25 cm Calculado: 55 cm	Cumple
Espacio para anclar arranques en cimentación:		
- N87:	Mínimo: 42 cm Calculado: 48 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: <i>Artículo 42.3.5 de la norma EHE-08</i>	Mínimo: 0.001	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 0.0011	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 0.0011	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.0011	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 0.0011	Cumple
Cuantía mínima necesaria por flexión: <i>Artículo 42.3.2 de la norma EHE-08</i>	Calculado: 0.0011	
- Armado inferior dirección X:	Mínimo: 0.0003	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Mínimo: 0.0007	Cumple

Referencia: TIPO 5		
Dimensiones: 195 x 195 x 55		
Armados: Xi:Ø12c/20 Yi:Ø12c/20 Xs:Ø12c/20 Ys:Ø12c/20		
Comprobación	Valores	Estado
- Armado superior dirección Y:	Mínimo: 0.0002	Cumple
Diámetro mínimo de las barras: <i>Recomendación del Artículo 58.8.2 (norma EHE-08)</i>	Mínimo: 12 mm	
- Parrilla inferior:	Calculado: 12 mm	Cumple
- Parrilla superior:	Calculado: 12 mm	Cumple
Separación máxima entre barras: <i>Artículo 58.8.2 de la norma EHE-08</i>	Máximo: 30 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 20 cm	Cumple
Separación mínima entre barras: <i>Recomendación del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. Ed. INTEMAC, 1991</i>	Mínimo: 10 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 20 cm	Cumple
Longitud de anclaje: <i>Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. Ed. INTEMAC, 1991</i>	Mínimo: 15 cm	
- Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 31 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 31 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 31 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 31 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia der:	Calculado: 31 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia izq:	Calculado: 31 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 31 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 31 cm	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		

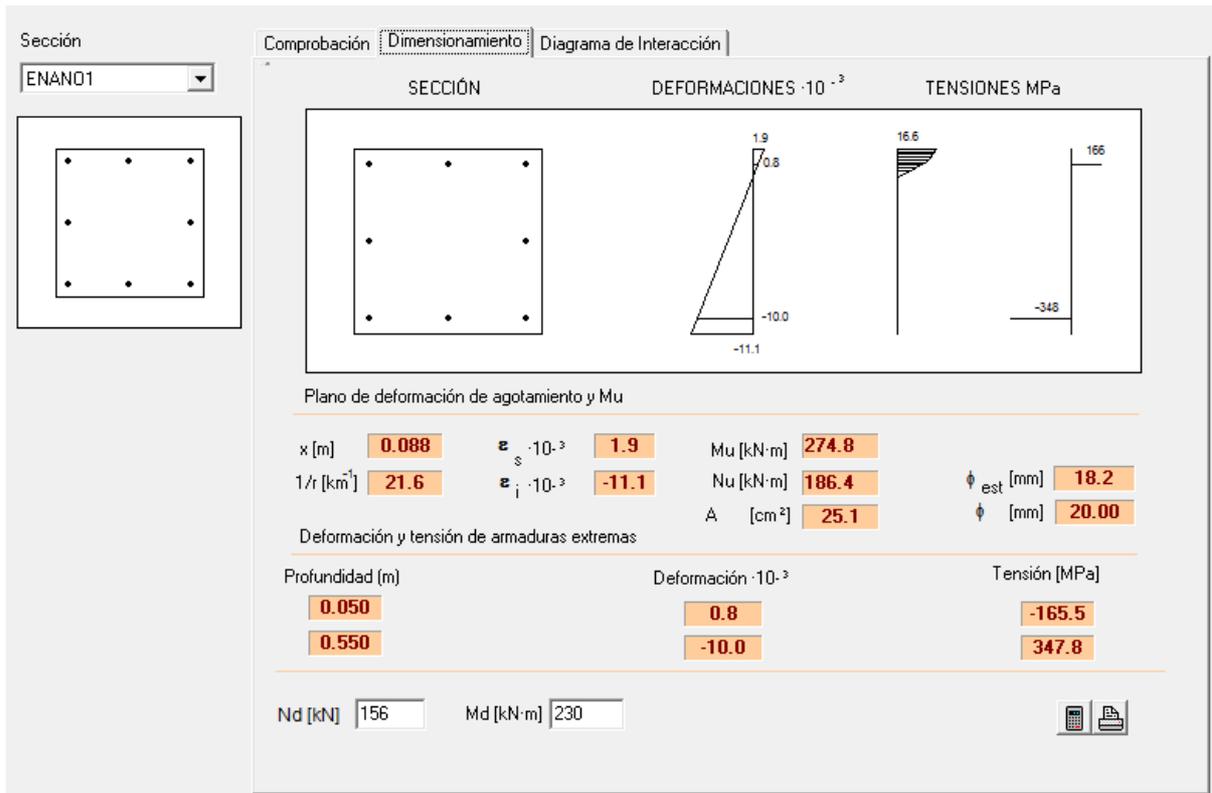
Referencia: TIPO 6		
Dimensiones: 110 x 110 x 50		
Armados: Xi:Ø12c/22 Yi:Ø12c/22		
Comprobación	Valores	Estado
<p>Tensiones sobre el terreno:</p> <p><i>Criterio de CYPE Ingenieros</i></p> <p>- Tensión media en situaciones persistentes:</p> <p>- Tensión máxima en situaciones persistentes sin viento:</p> <p>- Tensión máxima en situaciones persistentes con viento:</p>	<p>Máximo: 0.2 MPa Calculado: 0.139008 MPa</p> <p>Máximo: 0.249959 MPa Calculado: 0.144599 MPa</p> <p>Máximo: 0.249959 MPa Calculado: 0.212779 MPa</p>	<p>Cumple</p> <p>Cumple</p> <p>Cumple</p>
<p>Vuelco de la zapata:</p> <p><i>Si el % de reserva de seguridad es mayor que cero, quiere decir que los coeficientes de seguridad al vuelco son mayores que los valores estrictos exigidos para todas las combinaciones de equilibrio.</i></p> <p>- En dirección X:</p> <p>- En dirección Y:</p>	<p>Reserva seguridad: 22097.2 %</p> <p>Reserva seguridad: 247.1 %</p>	<p>Cumple</p> <p>Cumple</p>
<p>Flexión en la zapata:</p> <p>- En dirección X:</p> <p>- En dirección Y:</p>	<p>Momento: 21.18 kN·m</p> <p>Momento: 29.94 kN·m</p>	<p>Cumple</p> <p>Cumple</p>
<p>Cortante en la zapata:</p> <p>- En dirección X:</p> <p>- En dirección Y:</p>	<p>Cortante: 0.00 kN</p> <p>Cortante: 0.00 kN</p>	<p>Cumple</p> <p>Cumple</p>
<p>Compresión oblicua en la zapata:</p> <p>- Situaciones persistentes:</p> <p><i>Criterio de CYPE Ingenieros</i></p>	<p>Máximo: 5000 kN/m² Calculado: 537.2 kN/m²</p>	<p>Cumple</p>
<p>Canto mínimo:</p> <p><i>Artículo 58.8.1 de la norma EHE-08</i></p>	<p>Mínimo: 25 cm Calculado: 50 cm</p>	<p>Cumple</p>
<p>Espacio para anclar arranques en cimentación:</p> <p>- N113:</p>	<p>Mínimo: 34 cm Calculado: 43 cm</p>	<p>Cumple</p>
<p>Cuantía geométrica mínima:</p> <p><i>Artículo 42.3.5 de la norma EHE-08</i></p> <p>- Armado inferior dirección X:</p> <p>- Armado inferior dirección Y:</p>	<p>Mínimo: 0.001 Calculado: 0.0011</p> <p>Calculado: 0.0011</p>	<p>Cumple</p> <p>Cumple</p>
<p>Cuantía mínima necesaria por flexión:</p> <p><i>Artículo 42.3.2 de la norma EHE-08</i></p> <p>- Armado inferior dirección X:</p> <p>- Armado inferior dirección Y:</p>	<p>Calculado: 0.0011</p> <p>Mínimo: 0.0005</p> <p>Mínimo: 0.0007</p>	<p>Cumple</p> <p>Cumple</p>

Referencia: TIPO 6		
Dimensiones: 110 x 110 x 50		
Armados: Xi:Ø12c/22 Yi:Ø12c/22		
Comprobación	Valores	Estado
<p>Diámetro mínimo de las barras:</p> <p>- Parrilla inferior:</p> <p><i>Recomendación del Artículo 58.8.2 (norma EHE-08)</i></p>	<p>Mínimo: 12 mm</p> <p>Calculado: 12 mm</p>	Cumple
<p>Separación máxima entre barras:</p> <p><i>Artículo 58.8.2 de la norma EHE-08</i></p> <p>- Armado inferior dirección X:</p> <p>- Armado inferior dirección Y:</p>	<p>Máximo: 30 cm</p> <p>Calculado: 22 cm</p> <p>Calculado: 22 cm</p>	Cumple Cumple
<p>Separación mínima entre barras:</p> <p><i>Recomendación del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. Ed. INTEMAC, 1991</i></p> <p>- Armado inferior dirección X:</p> <p>- Armado inferior dirección Y:</p>	<p>Mínimo: 10 cm</p> <p>Calculado: 22 cm</p> <p>Calculado: 22 cm</p>	Cumple Cumple
<p>Longitud de anclaje:</p> <p><i>Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. Ed. INTEMAC, 1991</i></p> <p>- Armado inf. dirección X hacia der:</p> <p>- Armado inf. dirección X hacia izq:</p> <p>- Armado inf. dirección Y hacia arriba:</p> <p>- Armado inf. dirección Y hacia abajo:</p>	<p>Mínimo: 15 cm</p> <p>Calculado: 15 cm</p> <p>Calculado: 15 cm</p> <p>Calculado: 15 cm</p> <p>Calculado: 15 cm</p>	Cumple Cumple Cumple Cumple
<p>Longitud mínima de las patillas:</p> <p>- Armado inf. dirección X hacia der:</p> <p>- Armado inf. dirección X hacia izq:</p> <p>- Armado inf. dirección Y hacia arriba:</p> <p>- Armado inf. dirección Y hacia abajo:</p>	<p>Mínimo: 12 cm</p> <p>Calculado: 15 cm</p> <p>Calculado: 15 cm</p> <p>Calculado: 15 cm</p> <p>Calculado: 15 cm</p>	Cumple Cumple Cumple Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		

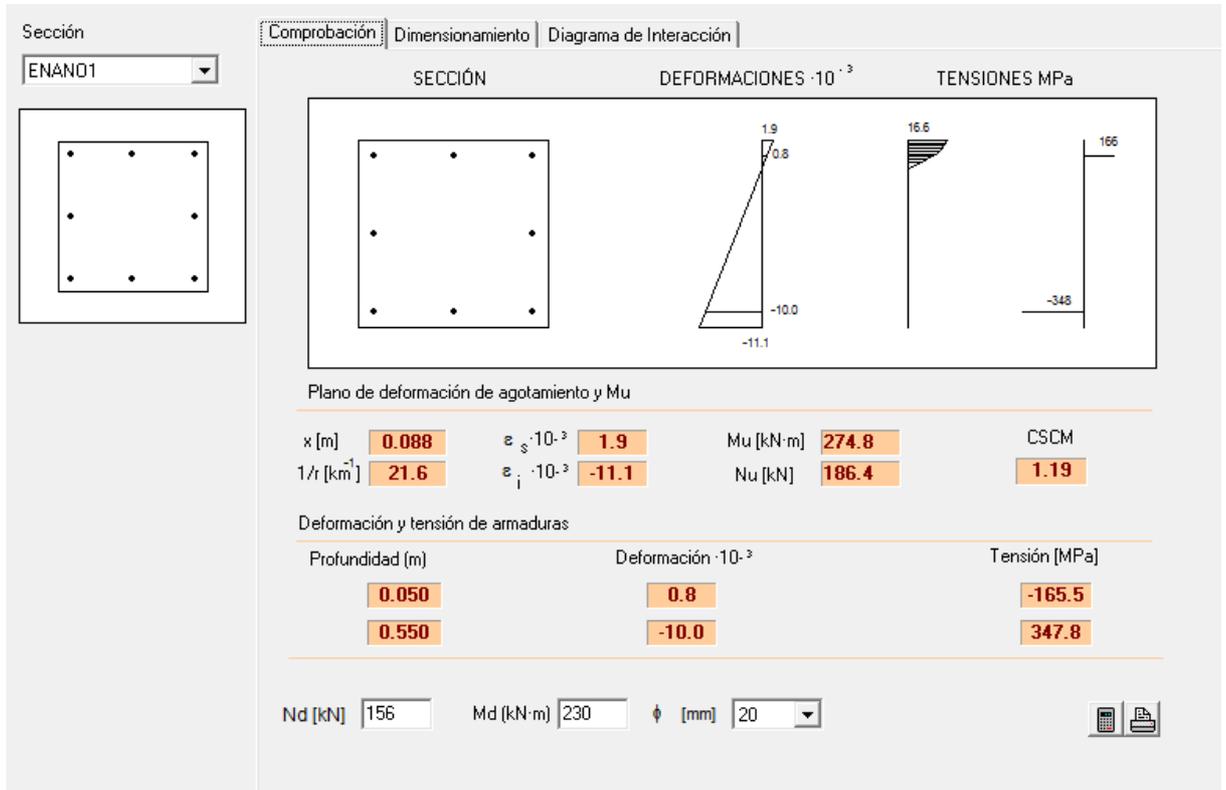
A continuación, se muestran las comprobaciones efectuadas, mediante el software Prontuario Informatico del Hormigón EHE-08, sobre los **enanos de cada tipo de zapata**:

ENANO 1

- Dimensionamiento



- Comprobación



ENANO 2

- Dimensionamiento

Sección: ENANO2

Comprobación: Dimensionamiento | Diagrama de Interacción

SECCIÓN

DEFORMACIONES · 10⁻³

TENSIONES MPa

Plano de deformación de agotamiento y Mu

x [m]	0.063	$\epsilon_s \cdot 10^{-3}$	1.6	Mu [kN·m]	108.3	Cuántía mínima
1/r [km ⁻¹]	25.8	$\epsilon_i \cdot 10^{-3}$	-11.3	Nu [kN·m]	71.1	ϕ_{est} [mm]
				A [cm ²]	12.3	ϕ [mm]
						14.00

Deformación y tensión de armaduras extremas

Profundidad (m)	Deformación · 10 ⁻³	Tensión [MPa]
0.050	0.3	-65.9
0.450	-10.0	347.8

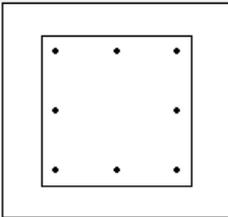
Nd [kN] Md [kN·m]

- Comprobación

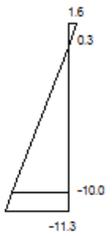
Sección: ENANO2

Comprobación | Dimensionamiento | Diagrama de Interacción

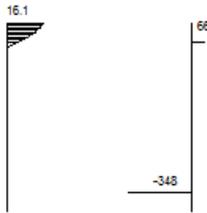
SECCIÓN



DEFORMACIONES · 10⁻³



TENSIONES MPa



Plano de deformación de agotamiento y Mu

x [m]	0.063	$\epsilon_s \cdot 10^{-3}$	1.6	Mu [kN·m]	108.3	CSCM
1/r [km ⁻¹]	25.8	$\epsilon_i \cdot 10^{-3}$	-11.3	Nu [kN]	71.1	1.62

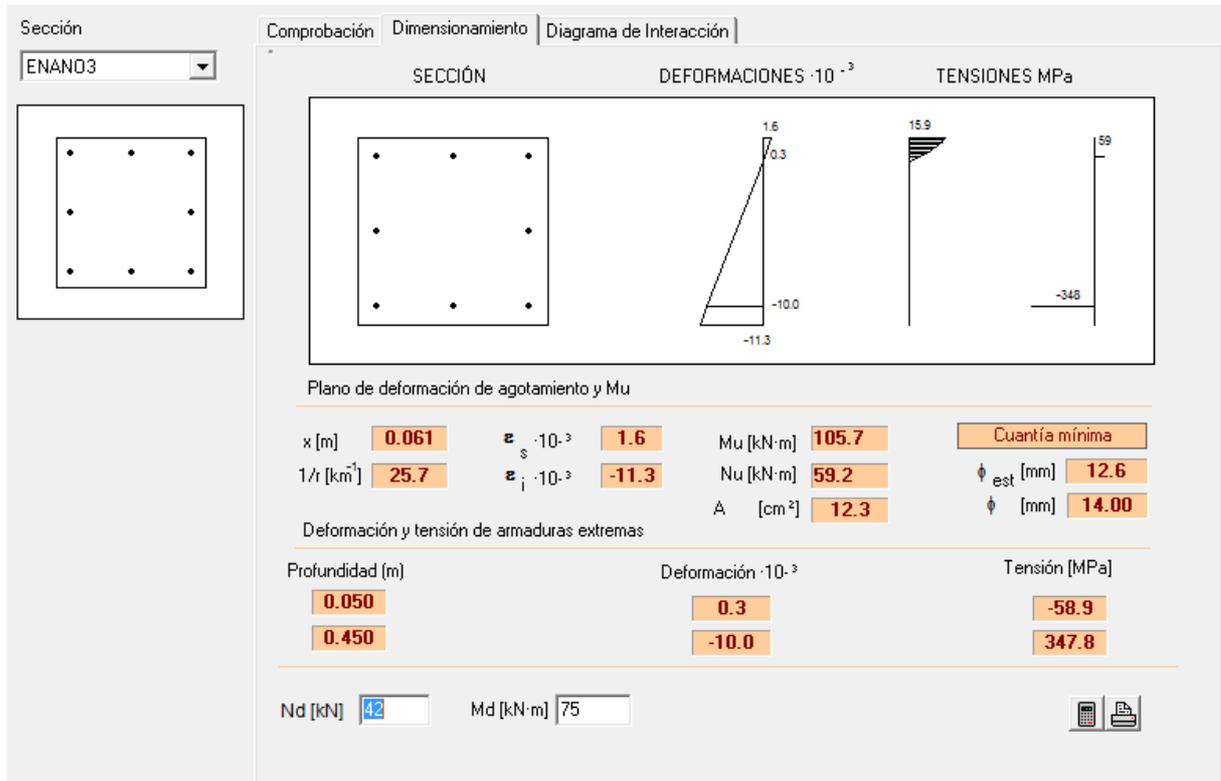
Deformación y tensión de armaduras

Profundidad (m)	Deformación · 10 ⁻³	Tensión [MPa]
0.050	0.3	-65.9
0.450	-10.0	347.8

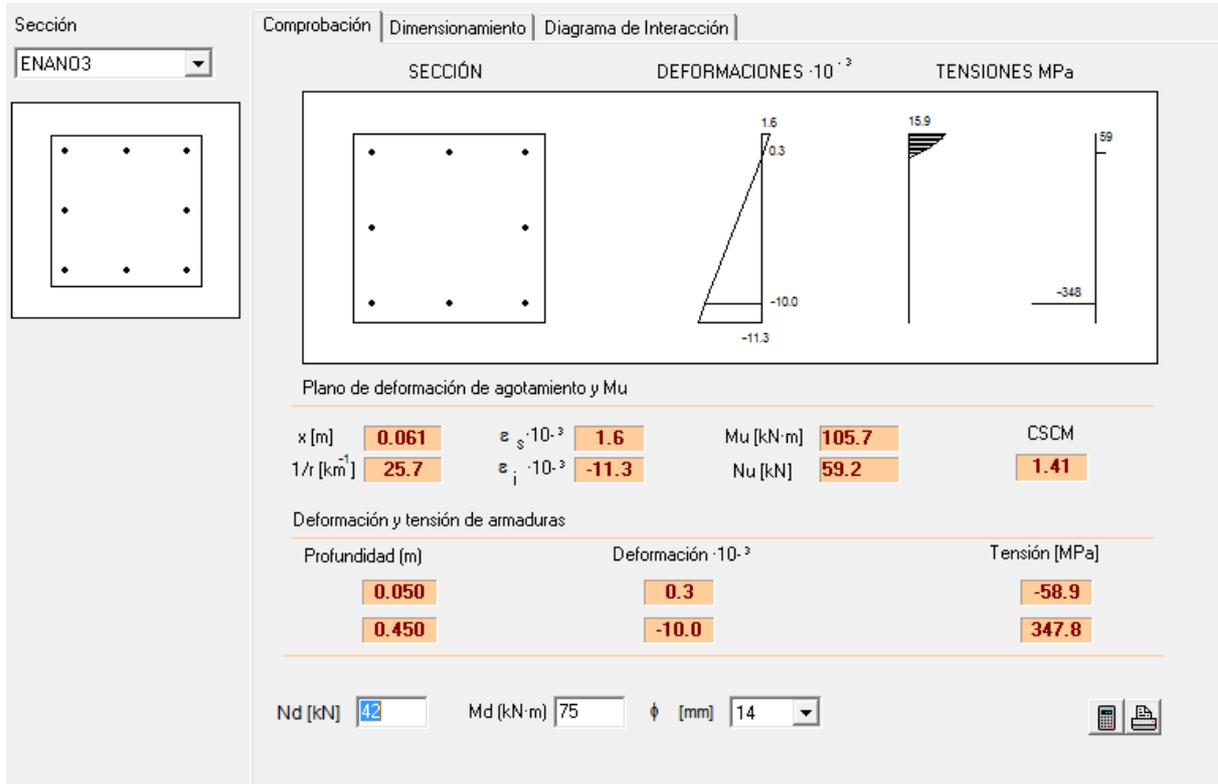
Nd [kN] 44 Md (kN·m) 67 ϕ [mm] 14

ENANO 3

- Dimensionamiento



- Comprobación



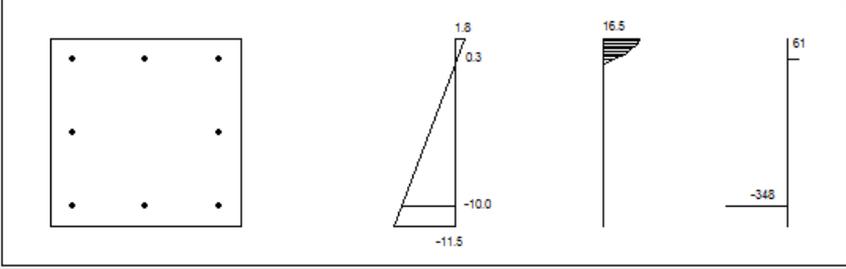
ENANO 4

- Dimensionamiento

Sección
ENANO4

Comprobación | Dimensionamiento | Diagrama de Interacción

SECCIÓN DEFORMACIONES · 10⁻³ TENSIONES MPa



Plano de deformación de agotamiento y Mu

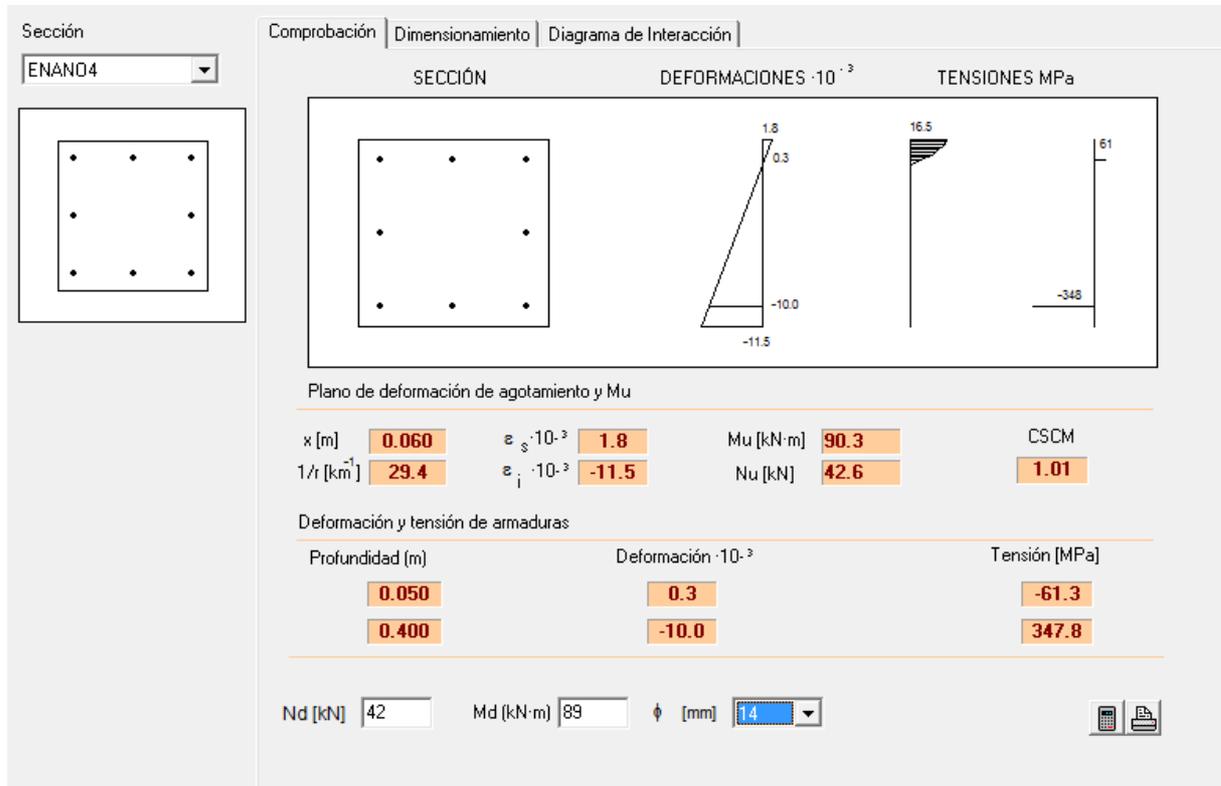
x [m]	0.060	$\epsilon_s \cdot 10^{-3}$	1.8	Mu [kN·m]	90.3	ϕ_{est} [mm]	13.9
1/r [km ⁻¹]	29.4	$\epsilon_i \cdot 10^{-3}$	-11.5	Nu [kN·m]	42.6	ϕ [mm]	14.00
Deformación y tensión de armaduras extremas				A [cm ²]	12.3		

Profundidad (m)	Deformación · 10 ⁻³	Tensión [MPa]
0.050	0.3	-61.3
0.400	-10.0	347.8

Nd [kN] Md [kN·m]

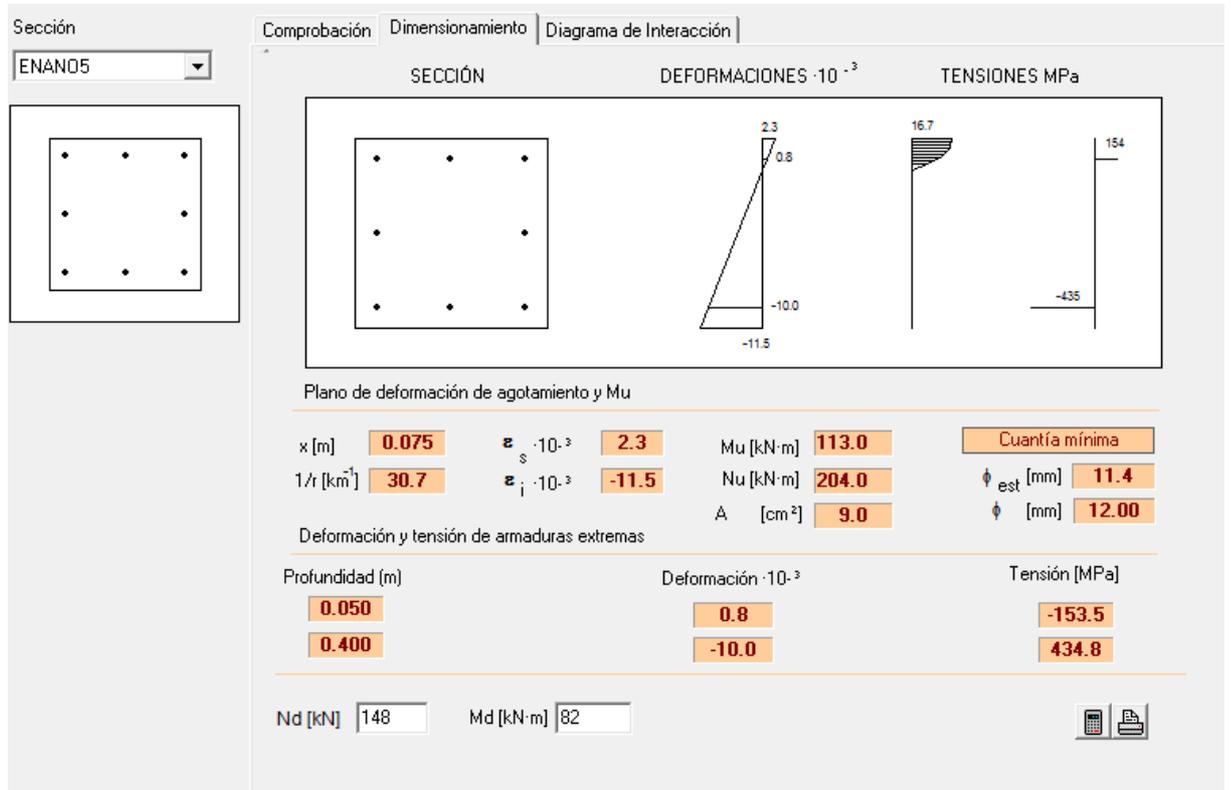
 

- Comprobación



ENANO 5

- Dimensionamiento



- Comprobación

Sección: ENAN05

Comprobación | Dimensionamiento | Diagrama de Interacción

SECCIÓN	DEFORMACIONES · 10 ⁻³	TENSIONES MPa

Plano de deformación de agotamiento y Mu

x [m]	0.087	$\epsilon_s \cdot 10^{-3}$	2.8	Mu [kN·m]	148.1	CSCM
1/r [km ⁻¹]	31.9	$\epsilon_i \cdot 10^{-3}$	-11.6	Nu [kN]	267.2	1.81

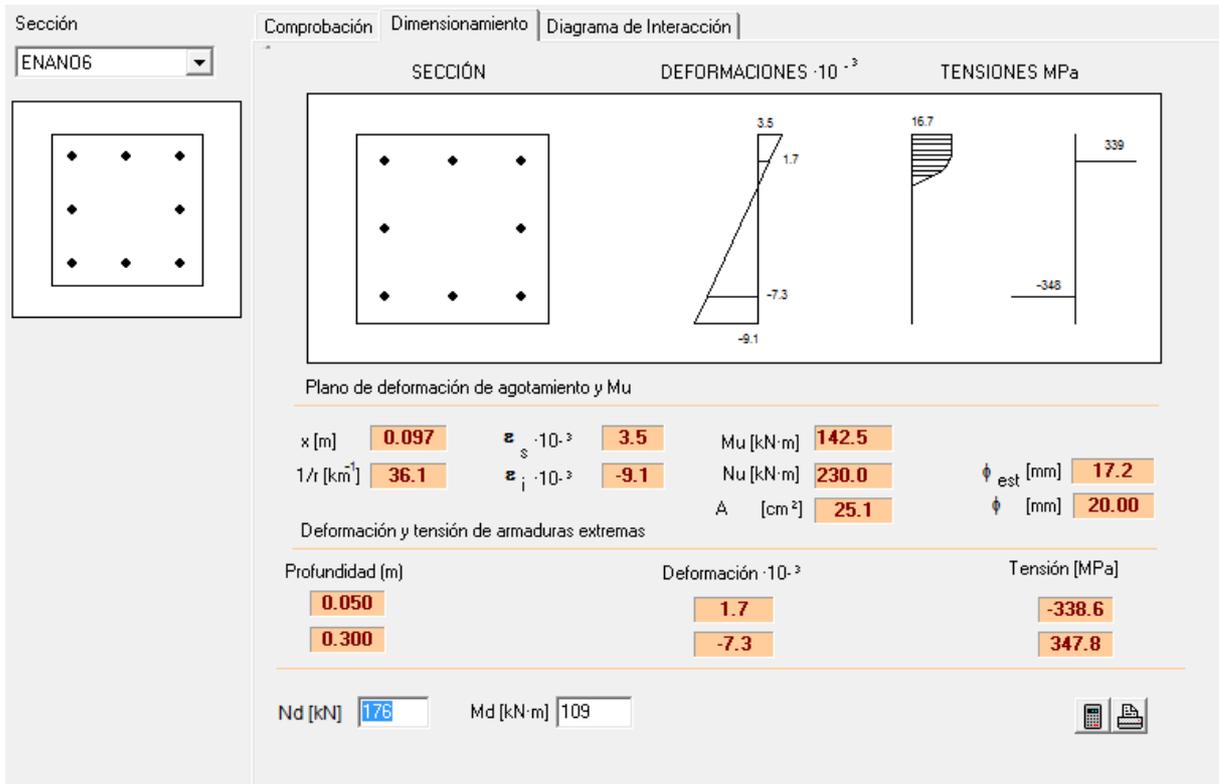
Deformación y tensión de armaduras

Profundidad (m)	Deformación · 10 ⁻³	Tensión [MPa]
0.050	1.2	-234.2
0.400	-10.0	434.8

Nd [kN] 148 Md [kN·m] 82 ϕ [mm] 14

ENANO 6

- Dimensionamiento



- Comprobación

Sección: ENAN06

Comprobación | Dimensionamiento | Diagrama de Interacción

SECCIÓN DEFORMACIONES $\cdot 10^{-3}$ TENSIONES MPa

Plano de deformación de agotamiento y M_u

x [m]	0.097	$\epsilon_s \cdot 10^{-3}$	3.5	M_u [kN·m]	142.5	CSCM
$1/r$ [km ⁻¹]	36.1	$\epsilon_i \cdot 10^{-3}$	-9.1	N_u [kN]	230.0	1.31

Deformación y tensión de armaduras

Profundidad (m)	Deformación $\cdot 10^{-3}$	Tensión [MPa]
0.050	1.7	-338.6
0.300	-7.3	347.8

N_d [kN] 176 M_d [kN·m] 109 ϕ [mm] 20

Por último, se muestran las comprobaciones efectuadas sobre las **vigas de atado**:

Referencia: VIGA DE ATADO -Dimensiones: 100.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 5 Ø20 -Armadura inferior: 5 Ø20 -Estribos: 1xØ12c/20		
Comprobación	Valores	Estado
Diámetro mínimo estribos:	Mínimo: 6 mm Calculado: 12 mm	Cumple
Separación mínima entre estribos: <i>Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08</i>	Mínimo: 3.7 cm Calculado: 18.8 cm	Cumple
Separación mínima armadura longitudinal: <i>Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08</i>	Mínimo: 3.7 cm	
- Armadura superior:	Calculado: 19.4 cm	Cumple
- Armadura inferior:	Calculado: 19.4 cm	Cumple
Separación máxima estribos: - Situaciones persistentes: <i>Artículo 44.2.3.4.1 de la norma EHE-08</i>	Máximo: 24.6 cm Calculado: 20 cm	Cumple
Separación máxima armadura longitudinal: <i>Artículo 42.3.1 de la norma EHE-08</i>	Máximo: 30 cm	
- Armadura superior:	Calculado: 19.4 cm	Cumple
- Armadura inferior:	Calculado: 19.4 cm	Cumple
Cuantía mínima para los estribos: - Situaciones persistentes: <i>Norma EHE-08. Artículo 44.2.3.4.1</i>	Mínimo: 9.83 cm ² /m Calculado: 11.31 cm ² /m	Cumple
Cuantía geométrica mínima armadura traccionada: <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.5</i>	Mínimo: 0.0033	
- Armadura inferior (Situaciones persistentes):	Calculado: 0.0039	Cumple
- Armadura superior (Situaciones persistentes):	Calculado: 0.0039	Cumple
Armadura mínima por cuantía mecánica de flexión compuesta: <i>Se aplica la reducción del artículo 42.3.2 (norma EHE-08)</i>	Mínimo: 2.52 cm ²	
- Armadura inferior (Situaciones persistentes):	Calculado: 15.7 cm ²	Cumple
- Armadura superior (Situaciones persistentes):	Calculado: 15.7 cm ²	Cumple
Comprobación de armadura necesaria por cálculo a flexión compuesta: Situaciones persistentes:	Momento flector: 1.91 t·m Axil: ± -0.00 t	Cumple
	Momento flector: -1.91 t·m Axil: ± -0.00 t	Cumple

Referencia: VIGA DE ATADO -Dimensiones: 100.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 5 Ø20 -Armadura inferior: 5 Ø20 -Estribos: 1xØ12c/20		
Comprobación	Valores	Estado
Longitud de anclaje barras superiores origen: - Situaciones persistentes: <i>El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares</i>	Mínimo: 22 cm Calculado: 46 cm	Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores origen: - Situaciones persistentes: <i>El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares</i>	Mínimo: 20 cm Calculado: 32 cm	Cumple
Longitud de anclaje barras superiores extremo: - Situaciones persistentes: <i>El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares</i>	Mínimo: 22 cm Calculado: 46 cm	Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores extremo: - Situaciones persistentes: <i>El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares</i>	Mínimo: 20 cm Calculado: 32 cm	Cumple
Comprobación de cortante: - Situaciones persistentes:	Cortante: 4.50 t	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional: - Diámetro mínimo de la armadura longitudinal (Recomendación del Artículo 58.8.2 de la EHE-08): Mínimo: 12.0 mm, Calculado: 20.0 mm (Cumple)		

3.12. SOLERA.

Se emplea una solera **pesada** en toda la nave. La solera se ejecuta de la siguiente manera:

- 1ª Capa: arena de río con tamaño máximo de árido de 0,5 cm formando una capa de 15 cm de espesor, extendida sobre firme estabilizado, consolidado y compactado.

- 2ª Capa: lámina aislante de polietileno.
- 3ª Capa: hormigón HA-30 con una armadura central de malla electrosoldada formada por redondos de $\varnothing 8$ mm en cuadrícula de 20 x 20 cm, de espesor 30 cm.

3.13. RED DE SANEAMIENTO.

La **red de pluviales** consta de canaletas para la recogida de las aguas procedentes de las cubiertas, bajantes de PVC colgadas y colectores enterrados de PVC llevando la canalización a arquetas registrables de hormigón, situadas en cada pilar de la edificación. Es decir, el agua que proviene de la lluvia se recogerá en los canalones para después, a través de los sumideros, ser evacuada por las bajantes hasta llegar a los colectores situados bajo

tierra. De ahí pasará a las arquetas para llegar finalmente a la red de saneamiento general de la zona.

El material que se va a utilizar para los tubos es el plástico de PVC Aunque este material suele ser más caro que el fibrocemento, tiene una superficie menos rugosa, evitándose que se produzcan acumulaciones de agua.

A la cubierta se le otorgará una pendiente del 15%, y así se conducirá el agua a las bajantes.

Para el dimensionamiento de los elementos que forman parte de esta instalación, se hace uso de la NTE-ISS referente a saneamiento. Además, como se viene haciendo a lo largo de este proyecto, se cumplirán las prescripciones que establece el CTE en su Documento Básico de Salubridad (DB-SE-HS).

Según el documento DB-HS: Salubridad del Código técnico de la Edificación, para proceder al dimensionamiento de la instalación se debe obtener la intensidad pluviométrica de este caso. Para ello se acude al siguiente mapa y su correspondiente tabla que están dispuestos en el Apendice B del documento y la Norma antes mencionada:

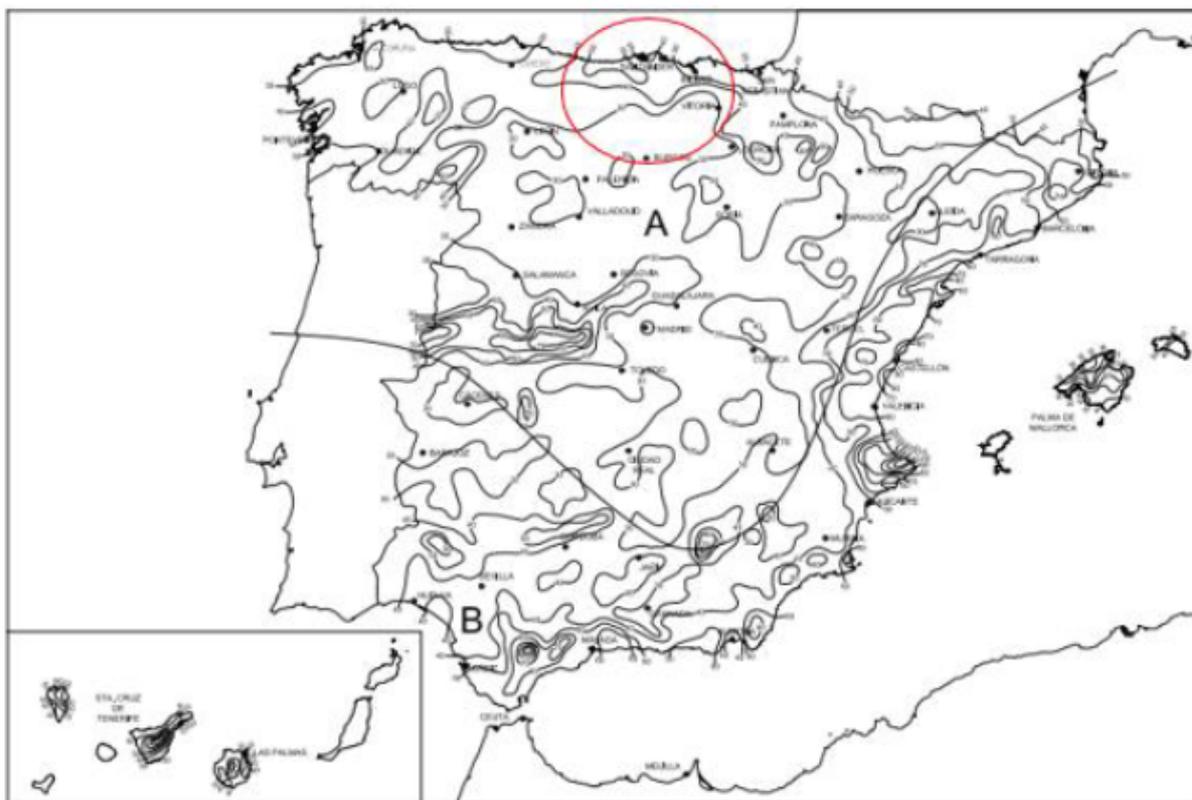
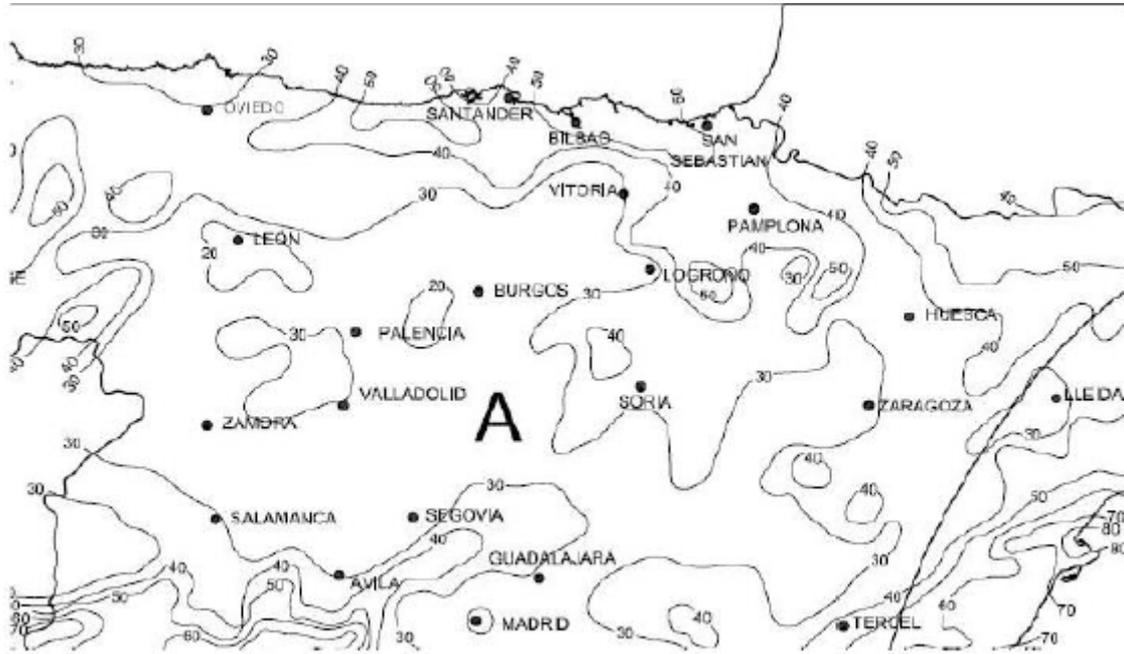


Figura B.1 Mapa de isoyetas y zonas pluviométricas

Haciendo un zoom de la zona marcada:



Dado que la nave se encuentra situada en Amorebieta (Bizkaia), (corresponde a la zona A en la isoyeta 50, por lo que tenemos una intensidad pluviométrica de 155 mm/h.

Tabla B.1
Intensidad Pluviométrica i (mm/h)

Isoyeta	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120
Zona A	30	65	90	125	155	180	210	240	275	300	330	365
Zona B	30	50	70	90	110	135	150	170	195	220	240	265

Canalones

Las dimensiones de los canalones también dependen del volumen de agua que deberá evacuar y, en consecuencia, de la superficie de cubierta medida en proyección horizontal.

La intensidad pluviométrica en este caso es de 155 mm/h. Según CTE para un régimen con intensidad pluviométrica diferente de 100 mm/h, debe aplicarse un factor de corrección f a la superficie servida tal que:

$$f = \frac{i}{100}$$

Donde i es la intensidad pluviométrica que se quiera considerar. En este caso:

$$f = i / 100 = 155 \text{ (mm/h)} / 100$$

$$f = 1,55$$

La proyección horizontal de la superficie de la cubierta ocupa concretamente 1600 m², pero cada canalón, al situarse en las esquinas y el centro de la nave, sólo abarca una parte de dicha superficie, es decir, 800 m². Teniendo en cuenta que la inclinación de los canalones será del 2%, y que la intensidad pluviométrica de la zona es de 155 mm/h y no de 100 mm/h, se ha calculado que $f=1,55$ mm/h considerando que el área correspondiente a cada canalón sería:

$$A = 800 \times 1,55 = 1240 \text{ m}^2$$

Tabla 4.7 Diámetro del canalón para un régimen pluviométrico de 100 mm/h

Máxima superficie de cubierta en proyección horizontal (m ²)				Diámetro nominal del canalón (mm)
Pendiente del canalón				
0.5 %	1 %	2 %	4 %	
35	45	65	95	100
60	80	115	165	125
90	125	175	255	150
185	260	370	520	200
335	475	670	930	250

Como la norma no contempla una superficie tan grande, se adoptará como diámetro mínimo el máximo valor que se establece en la tabla, de 250 mm, para estos canalones de sección semicircular.

Sumideros

La disposición de los sumideros está regulada por el documento DB-SE-HS del Código Técnico. Estos elementos facilitan la evacuación de las aguas pluviales recogidas en la cubierta de la nave. Dicho de otra manera, son los orificios que se hacen en los canalones que sirven de unión con las bajantes.

El cálculo del número de sumideros depende de la superficie de cubierta y a cada sumidero le corresponde una superficie de 800 m² de la cubierta. Para ello, se utiliza la siguiente Tabla 4.6.

Tabla 4.6 Número de sumideros en función de la superficie de cubierta

Superficie de cubierta en proyección horizontal (m ²)	Número de sumideros
S < 100	2
100 ≤ S < 200	3
200 ≤ S < 500	4
S > 500	1 cada 150 m ²

En este caso, habrá que disponer un sumidero cada 150 m², por lo que habrá 6 sumideros a lo largo de cada canalón y en la nave habrá 12 sumideros en total.

Bajantes de agua pluviales

Para el cálculo de las bajantes también se tiene en cuenta la mitad de la proyección horizontal de la superficie de cubierta.

En el cálculo de los canalones se ha establecido esa área como:

$$A = 800 \times 1,55 = 1240 \text{ m}^2$$

Con ayuda de la tabla 4.8 del DB-SE-HS-5 se determina el diámetro correspondiente a la superficie, en proyección horizontal, servida por cada bajante se obtiene de la Tabla 4.8 y se obtiene un diámetro mínimo de bajantes de 160 mm.

Tabla 4.8 Diámetro de las bajantes de aguas pluviales para un régimen pluviométrico de 100 mm/h

Superficie en proyección horizontal servida (m ²)	Diámetro nominal de la bajante (mm)
65	50
113	63
177	75
318	90
580	110
805	125
1.544	160
2.700	200

Colector de aguas pluviales

Los colectores de aguas pluviales se calculan a seccion llena en régimen permanente .Son tubos soterrados de pendiente 2% evacuarán una superficie de cubierta en proyeccion horizontal de 1240 m2. El diámetro correspondiente a la superficie, en proyeccion horizontal, servida por cada colector y de su pendiente se obtiene de la siguiente Tabla 4.9 un diámetro nominal del colector de 200 mm.

Tabla 4.9 Diámetro de los colectores de aguas pluviales para un régimen pluviométrico de 100 mm/h

Superficie proyectada (m ²)			Diámetro nominal del colector (mm)
Pendiente del colector			
1 %	2 %	4 %	
125	178	253	90
229	323	458	110
310	440	620	125
614	882	1.228	160
1.070	1.510	2.140	200
1.920	2.710	3.850	250
2.016	4.589	6.500	315

Arqueta de aguas pluviales

En este apartado se determinará el número de arquetas que se deben disponer para este proyecto. La tabla 4.13 de la CTE-DB-HS determina la longitud A y anchura B mínima necesarias de una arqueta según el diámetro del colector de salida de ésta.

Las arquetas se sitúan donde exista algún cambio de dirección y también debajo de cada bajante. Para calcular las dimensiones de las arquetas, es necesario conocer el diámetro de las tuberías que llegarán a ellas, siendo éste de 200 mm.

Se obtiene de esta forma para un colector de 200 mm de diámetro unas dimensiones mínimas de arquetas de 60x60.

Tabla 4.13 Dimensiones de las arquetas

	Diámetro del colector de salida [mm]								
	100	150	200	250	300	350	400	450	500
L x A [cm]	40 x 40	50 x 50	60 x 60	60 x 70	70 x 70	70 x 80	80 x 80	80 x 90	90 x 90