

Colección Apuntes

**PROYECTO DE NAVE DE ESTRUCTURA DE
ACERO (según EAE)**

Temas 10, 11, 12, 13, 14 y 15

José Javier Ferrán Gozávez
Miguel Redón Santafé
Francisco Javier Sánchez Romero

**EDITORIAL
UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALENCIA**

INDICE

C-PRACTICA DE CALCULO DE UNA NAVE

10.- PRACTICA PORTICO	1
10.1 - Descripción y justificación	1
10.2 - Materiales estructurales	1
10.3 - Acciones previstas en el cálculo	3
10.4 - Condiciones de seguridad	6
10.5 - Modelo estructural	7
10.6 - Tipos de barras	9
10.7 - Cálculo de la estructura	10
10.8 - Resultados de los esfuerzos	11
10.9 - Criterios de dimensionado. E.L.U.	13
10.10.- Dimensionado de perfiles	16
10.11 - Deformaciones. E.L.S.	25
10.12 - Rectificaciones y ajustes	26
10.13 - Planos	26
11.- PRACTICA CELOSIA	28
11.1 - Diseño de la celosía	28
11.2 - Acciones	30
11.3 - Modelización de la estructura	33
11.4 - Tipos de barras	34
11.5 - Cálculo y resultados de esfuerzos	36
11.6 - Criterios de dimensionado	39
11.7 - Deformaciones	47
11.8 - Dimensionado de un altillo (*)	49
12.- CALCULO DE CORREAS	52
12.1 - Datos de proyecto	52
12.2 - Cálculo de correas	53
12.3 - Dimensionado de correa del proyecto	59
12.4 - Comprobación de la flecha	61
13.- BASES DE ANCLAJE	62
13.1 - Definiciones	62
13.2 - Elementos y funcionamiento de una base de anclaje	62
13.3 - Formas de fallo de placas rígidas	67

13.4 - Tipos de placas	68
13.5 - Cálculo de los elementos de una placa según la EAE	71
13.6 - Dimensionado de bases de anclaje	72
13.7 - Cálculo de la basa de la estructura en celosía	75
13.8 - Cálculo de la basa del pórtico	77
14.- CALCULO DEL MURO HASTIAL	79
14.1 - Tipología	79
14.2 - Comportamiento	79
14.3 - Dintel	80
14.4 - Pilares	81
15.- ARRIOSTRAMIENTOS	84
15.1 - Definiciones	84
15.2 - Arriostramiento de cubierta	84
15.3 - Arriostramiento fachada lateral	88

10.- PRACTICA PORTICO

10.1 - Descripción y justificación

Dónde se exponen las características del edificio (geometría y dimensiones principales, elementos estructurales, localización, materiales constructivos) según el uso previsto. Una justificación más detallada de la geometría se realiza en el Apartado 10.1 (Celosía).

Consiste en una nave (Figura 10.1) de planta rectangular, de 20 m de anchura y 30 m de longitud (600 m²), con cubierta a dos aguas (simétrica) de un 6% de pendiente. La altura de fachada es de 6 m, la altura de coronación es de 6.6 m. Los muros laterales se dividen en 5 vanos de 6 m cada uno. El muro hastial tiene los pilares a separaciones de 5 m.

Se encuentra situada en el término municipal de Jávea (Xávea, Alicante), a 200 m sobre el nivel del mar.

Los muros laterales se cierran con panel prefabricado de hormigón (Figura 10.2), en disposición horizontal, con una altura de 4 m. Para el resto (2 m) se dispone panel de fachada mediante correas unidas al pilar. La cubierta se realiza a base de panel tipo sandwich de 4 cm de espesor con placa metálica de 0.8 mm prelacada en ambas caras.

Los elementos estructurales más relevantes de la nave son los siguientes:

- Pórtico principal de 20 m de luz y separación entre vanos 6 m. Se desarrollarán dos soluciones estructurales: Estructura aporticada de nudos rígidos y estructura triangulada de cubierta (celosía a dos aguas)
- Correas de cubierta y fachada: salvan vanos de 6 m de longitud y se encuentran espaciadas cada 2.5 m las de cubierta y 1 m las de fachada
- Muro hastial: Formado por pilares cada 5 m y dintel para apoyo de correas
- Bases de anclaje sobre enanos o dados de la cimentación (zapatas aisladas)
- Arriostramientos laterales y de cubierta en vanos extremos
- Altillo o dependencia interior (oficina y aseo)

La nave se utiliza como almacén para la venta al por menor de productos de jardinería. Las dimensiones establecidas se ajustan a las necesidades de superficie y altura interior.

10.2 - Materiales estructurales

Se detallan los materiales estructurales del proyecto y sus propiedades mecánicas

1) Acero de edificación **S275JR** para perfiles laminados en caliente (EAE):

Espesor menor a 40 mm para perfiles laminados en caliente y conformados en frío:

$$f_y = 275 \text{ N/mm}^2 ; f_u = 430 \text{ N/mm}^2 ; E = 2.1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_{M0} = \gamma_{M1} = 1.05 ; f_{yd} = 262 \text{ N/mm}^2 \text{ (Comprobaciones de plastificación e inestabilidad)}$$

2) Para pernos de anclaje, se contemplan dos posibilidades:

a) Acero para pernos clase **4.6** de características (EAE):

$$f_y = 240 \text{ N/mm}^2 ; f_u = 400 \text{ N/mm}^2 ; E = 2.1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$$

Soldado a la placa: $\gamma_{M0} = 1.05$; $f_{yd} = 229 \text{ N/mm}^2$. Roscado: $\gamma_{M2} = 1.25$; $f_{ud} = 320 \text{ N/mm}^2$

b) Acero corrugado B500S (Instrucción del hormigón estructural EHE-08):

$$f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2 ; \gamma_s = 1.15 ; f_{yd} = 435 \text{ N/mm}^2$$

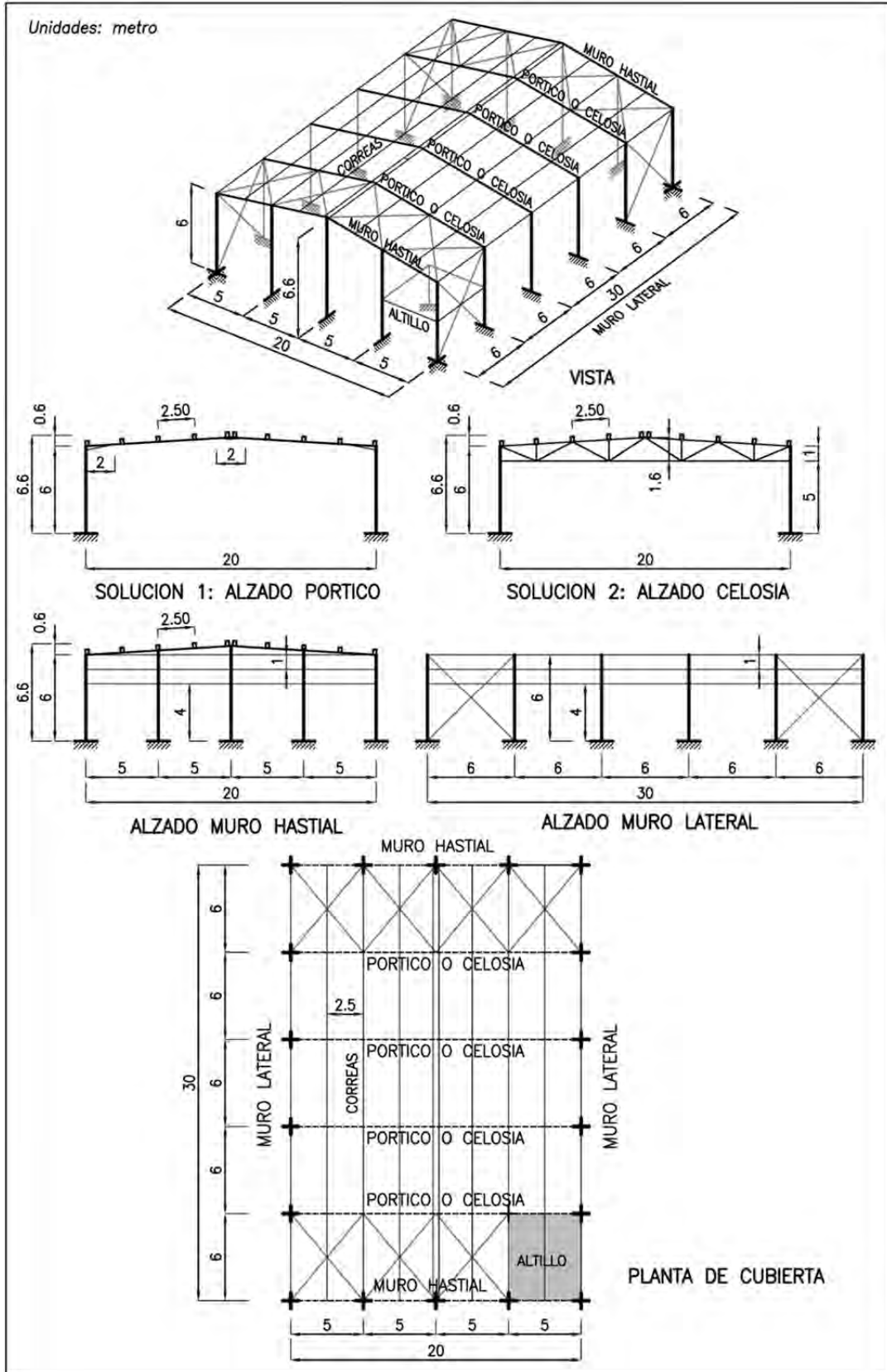


Figura 10.1: Dimensiones nave agrícola

(cotas en metros para facilitar la visualización. En planos se acota en milímetros)

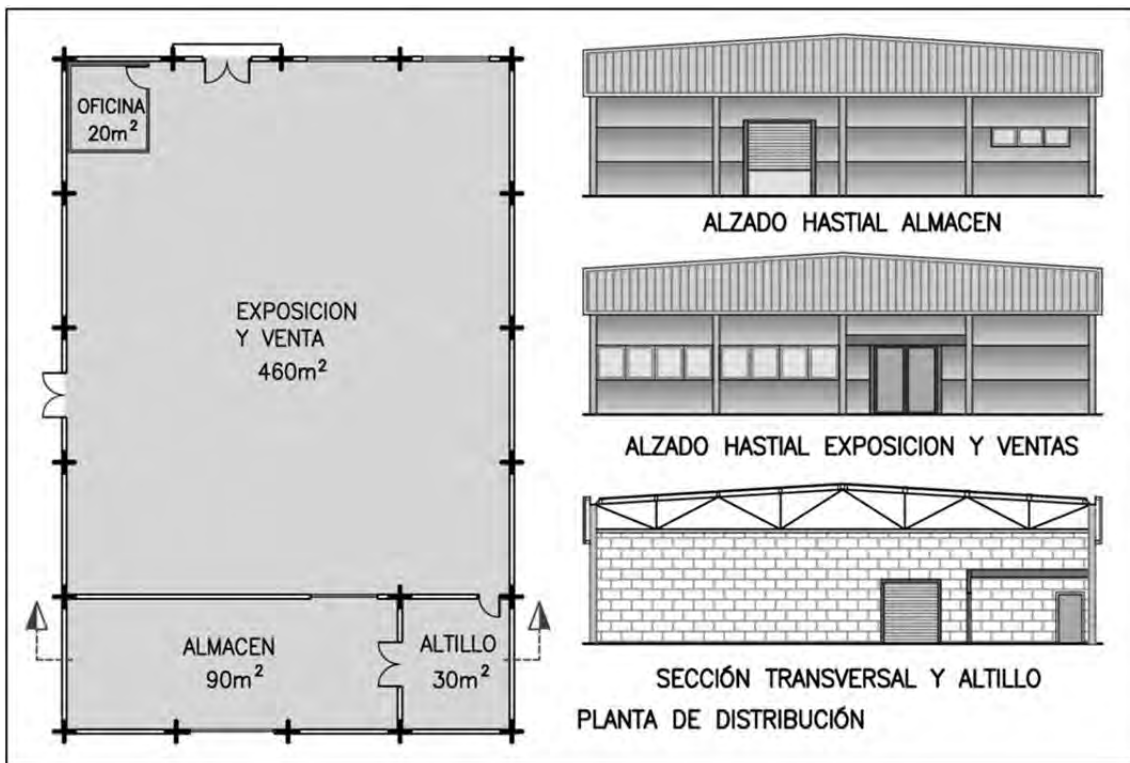


Figura 10.2: Planta de distribución. Alzados fachadas

10.3 - Acciones previstas en el cálculo

Se tabulan las acciones superficiales que se van a utilizar en el cálculo de la estructura conforme la norma CTE SE-AE. Al multiplicar la carga por unidad de superficie por la separación entre pórticos se obtiene la carga lineal sobre el pórtico.

10.3.1 CARGA PERMANENTE (PESO PROPIO) G:

- Peso propio estructura:

Correas IPE-120 ¹ (10.4 kg/ml·10 correas / 20 m) ≈	6 kg/m² (0.06 kN/m ²)
Estructura de pórtico (dintel + pilar)	(Lo calcula el programa)

- Peso propio elementos no estructurales:

Panel tipo sándwich y accesorios	14 kg/m² (0.14 kN/m ²)
Falso techo y estructura soporte y cuelgue	5 kg/m² (0.05 kN/m ²)
Total carga permanente superficial.....	25 kg/m² (0.25 kN/m ²)
Total carga permanente lineal (x 6m).....	150 kg/m (1.50 kN/m)

10.3.2 SOBRECARGA DE NIEVE N

Nieve zona 5 a 200 m altitud, $\mu = 1$ para $\alpha < 30^\circ$...	30 kg/m² (0.3 kN/m ²)
Total sobrecarga de nieve lineal (x 6m)	180 kg/m² (1.8 kN/m ²)

¹ Se ha predimensionado la correa. Consultar *CALCULO DE CORREAS* sobre el perfil definitivo a adoptar

10.3.3 SOBRECARGAS DE USO S

Cubierta ligera ($G < 1 \text{ kN/m}^2$) sobre correas, accesible sólo para conservación G1 (Tabla A3).....	40 kg/m² (0.4 kN/m ²)
Total sobrecarga de uso lineal (x 6m)	240 kg/m² (2.4 kN/m ²)

10.3.4 **ACCIÓN DEL VIENTO** (REFERENCIAS FIGURAS: ANEJO 1 DEL 1º LIBRO)

$$\text{Presión estática : } q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p$$

10.3.4.1- Presión dinámica del viento q_b :

Zona B, velocidad básica del viento de 27 m/s (Tabla A5) **45 kg/m²** (0.45 kN/m²)

10.3.4.2- Coefficiente de exposición c_e :

Grado de aspereza del entorno: **IV**. Zona urbana en general, industrial, forestal (Tabla A6).

Pilar de fachada (Fig. A1.8)

Para 0 metros de altura **$c_e = 1.3$**

Para 6 metros de altura ⁽¹⁾ **$c_e = 1.4$**

Cubierta

Para 7 m de altura ⁽²⁾ **$c_e = 1.5$**

⁽¹⁾ Respecto a la aplicación de la carga de viento al pilar, simplificada y del lado de la seguridad, se toma $c_e = 1.4$ fijo en toda la altura (coeficiente para $h = 6 \text{ m}$).

⁽²⁾ Al ser la pendiente pequeña y del lado de la seguridad, en la cubierta se ha tomado para la altura en cumbre (6.6 m), redondeada por exceso. Las cotas se refieren a ejes de la estructura, mientras que la presión del viento se ejerce sobre los paramentos exteriores

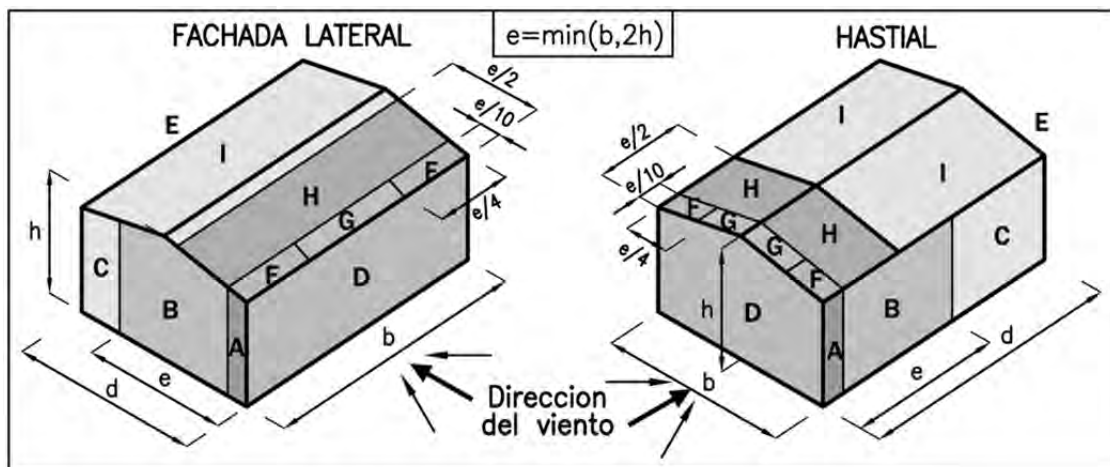


Figura 10.3: Zonas eólicas en una nave de cubierta plana ($\alpha < 5^\circ$)

10.3.4.3- Coefficiente de presión en pilares de fachada lateral c_p :

Hipótesis de partida:

- (1) Dirección del viento sobre la fachada lateral (acción perpendicular a esta fachada)
- (2) Según la Tabla A7 y A8, siendo $h = 6.6 \text{ m}$; d (dirección del viento: longitud pórtico o hastial) = 20 m. El valor de la esbeltez es: $h/d = 6.6/20 = 0.33$

(3) Para promediar, se aplican las expresiones válidas para $0.25 \leq h/d \leq 1$ y $A > 10 \text{ m}^2$:

- Zona D: $c_{p,B} = (2/15) \cdot (h/d - 0.25) + 0.7 = 0.71$
- Zona E: $c_{p,S} = -(4/15) \cdot (h/d - 0.25) - 0.3 = -0.32$

Barlovento	(presión)	$45 \text{ kg/m}^2 \cdot 6 \text{ m}$	$\cdot 1.4 \cdot (+0.71) =$	268 kg/ml
Sotavento	(succión)		$\cdot 1.4 \cdot (-0.32) =$	-121 kg/ml

10.3.4.4- Coeficiente de presión en cubierta:

Al tratarse de una cubierta plana ($\alpha = 3.4^\circ < 5^\circ$), la cubierta se divide en las zonas eólicas: F, G, H, I, con diferentes valores del coeficiente de presión o succión (al ser pequeña la pendiente, tomaremos la proyección horizontal en todas las distancias).

Distinguimos dos hipótesis de viento sobre la cubierta (Ver Tabla A9):

- **Máxima succión** o nula: que define la *hipótesis* de carga **V1**
- **Máxima presión** o nula: que definirá la *hipótesis* de carga **V2**

La hipótesis V1 **no** suele proporcionar los peores resultados (salvo construcciones con huecos: presión interior; o abiertas: corriente a través) y no se tendrá en cuenta.

Presión V2

La hipótesis de presión de viento V2 tiene un coeficiente $c_p = +0.2$ actuando sobre la zona I de longitud $L_I = (d - e/2)$. En el resto, F, G, H, el coeficiente de presión es nulo.

El valor de e es (Figura 10.3):

$$e = \min[b, 2h] = \min [30\text{m}; 2 \cdot 6.6] = 13.2 \text{ m}$$

La longitud de la zona I vale:

$$L_I = d - \frac{e}{2} = a - \frac{2 \cdot h}{2} = 20 - \frac{2 \cdot 6.6}{2} = 13.4 \text{ m}$$

Esta longitud se descompone en $L_B = 3.4 \text{ m}$ a **barlovento** más $L_S = 10 \text{ m}$ a **sotavento**

Tomando el nudo de esquina como origen del dintel, los tramos de presión de viento son:

$$\text{Barlovento: } [6.6, 10] \text{ ; Sotavento } [0, 10] \text{ (m)}$$

La carga lineal es:

$$q_l = q_d \cdot s_{\text{pórticos}} \cdot c_e \cdot c_p = 45 \text{ kg/m}^2 \cdot 6 \text{ m} \cdot 1.5 \cdot 0.20 = \mathbf{81 \text{ kg/m}}$$

10.3.5 DEFINICION Y APLICACIÓN DE LAS ACCIONES EN UN PROGRAMA

El peso propio del pórtico (acero en barras) se contabiliza en el cálculo automáticamente en la mayoría de programas de cálculo estructural mediante el producto del área de la sección transversal del perfil de la barra y el peso específico del acero.

La carga permanente se aplica por unidad de longitud de dintel, mientras que las sobrecargas de uso y nieve, por unidad de longitud de la proyección horizontal del dintel. En este caso, al ser la pendiente muy baja, las diferencias entre la carga referida a la longitud del dintel y la carga proyectada son muy pequeñas y despreciables.

La carga de viento, perpendicular al faldón, se ha introducido sobre la cubierta como una carga uniforme sobre los pilares y el dintel a sotavento. En el caso del dintel a barlovento, la carga uniforme sólo actúa en una longitud de 3.4 m a partir del nudo de cumbrera.

En la Figura 10.4 se representa el conjunto de hipótesis y los valores de las acciones a introducir en el programa de cálculo.

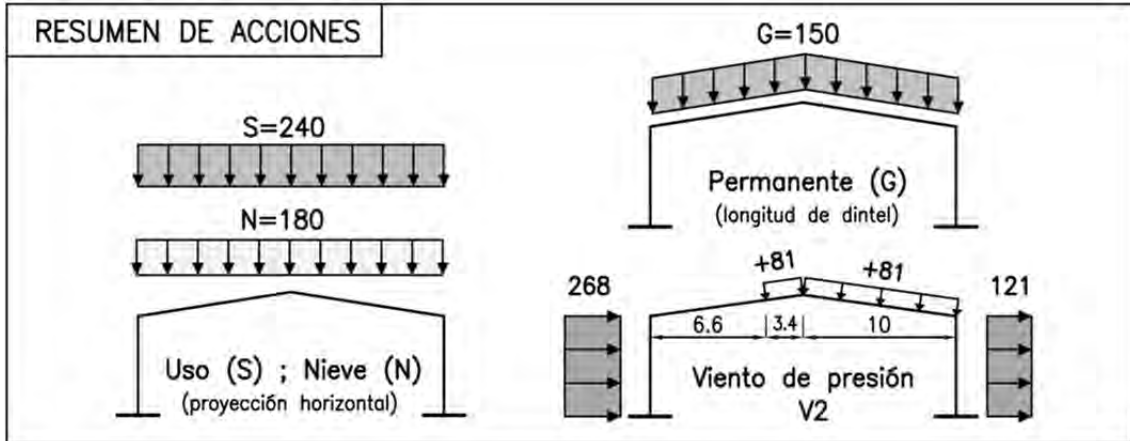


Figura 10.4: Resumen de acciones lineales sobre el pórtico a dos aguas

10.3.6 OTRAS HIPÓTESIS DE CARGA

- **Acciones térmicas:** Dado que las dimensiones en planta son pequeñas (inferiores a 40 m.), según la SE-AE no es necesario considerar las acciones térmicas en el cálculo ni disponer junta de dilatación
- **Acciones sísmicas:** Según la Norma NCSE-02 "Norma de Construcción Sismorresistente", la nave se considera como una construcción de *normal importancia*. La aceleración sísmica de cálculo para dicha población es de 0.05g. Las solicitaciones ocasionadas por el sismo son inferiores al resto de combinaciones de carga
- **Sobrecarga aislada:** para comprobaciones locales (viguetas o correas), debe considerarse una carga concentrada actuando en cualquier punto del elemento, no simultánea con la sobrecarga uniforme, de valor **100 kg** en cubiertas de sobrecarga de uso de 40 kg/m^2 ($G < 100 \text{ kg/m}^2$), aplicada en un cuadrado de 50 mm de lado.

10.4 - Condiciones de seguridad

Se confecciona una tabla o esquema en dónde se especifican las combinaciones de carga consideradas en el cálculo de la estructura con los coeficientes de ponderación de acciones (factor de simultaneidad por el coeficiente de mayoración), según el CTE SE.

Se han aplicado los coeficientes de ponderación de cargas correspondientes a las distintas combinaciones de carga tal como indica la Norma CTE SE (cuya definición general puede encontrarse en 2.3. de *Teoría*, y 7.1.8.2. de *Pórticos*).

En el cuadro siguiente se han seleccionado las combinaciones más desfavorables para el pórtico del presente proyecto (se ha resaltado en **negrita** la acción variable principal). En otros casos puede ser necesario formular otras combinaciones.

	Combinación	Peso propio	S. uso	Nieve	Viento: presión
		G	S	N	V2
ELU	1	1.35	1.50	0.75	
	2	1.35	1.50	0.75	0.90
ELS	1	1.00	1.00	0.50	
	2	1.00	1.00	0.50	0.60

Tabla 10.1: Combinaciones de carga consideradas

Comentarios:

- Combinación 1: Al ser el pórtico simétrico de forma y cargas, los resultados de esta combinación deben ser iguales en valor absoluto entre cada dos puntos simétricos (los ejes locales de las barras simétricas a cada lado del eje podrían ser diferentes). Si esto no ocurre, es necesario revisar la definición de la estructura previa al cálculo.

Además, como las acciones de viento de presión en cubierta son de pequeña magnitud en general, los resultados para el dintel diferirán poco respecto a la combinación 2.

La carga superficial vertical mayorada en este proyecto (sin peso propio pórtico) es:

$$q_{d,Comb1} = 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot S + 0.75 \cdot N = 1.35 \cdot 25 + 1.5 \cdot 40 + 0.75 \cdot 30 = \mathbf{116 \text{ kg/m}^2}$$

- Combinación 2: es la que proporciona los mayores esfuerzos y reacciones en este pórtico y en la mayoría de los casos. Respecto a las acciones verticales, el viento de presión aporta poca componente vertical a añadir a las acciones gravitatorias. El viento en los pilares da lugar a unos momentos inferiores a los debidos a las cargas verticales, que sólo en la base del pilar de sotavento se suma a ellos (suele ser del mismo signo).

La carga superficial vertical mayorada igualando la carga de viento a su proyección vertical al ser la pendiente pequeña, es:

$$q_{d,Comb2} = 116 \text{ kg/m}^2 + 0.9 \cdot 45 \cdot 1.5 \cdot 0.2 = \mathbf{128 \text{ kg/m}^2}$$

que supone un incremento del 11% respecto a la combinación 1.

El valor de esta carga mayorada se puede utilizar en un cálculo rápido para evitar tener que definir cada una de las hipótesis de carga. También es útil si se utilizan las expresiones aproximadas para el cálculo de esfuerzos de un pórtico.

- E.L.S. 1, 2: En estado límite de servicio la combinación ELS 2 dará la mayor flecha en cumbrera y el mayor desplome en el nudo de esquina. La combinación ELS 1 es de interés en pórticos simétricos para comprobar los resultados del pórtico.

10.5 - Modelo estructural

Se describe el modelo estructural con un listado o gráficamente, bien mediante el programa o confeccionado a mano, donde se indican los datos necesarios para el cálculo: designación de nudos y pilares, asignación de perfiles a las barras y dimensiones de acartelamientos.

10.5.1 DEFINICIÓN DE NUDOS, APOYOS, BARRAS

Los nudos se consideran rígidos. Las bases de los pilares están empotradas en la cimentación. No confundir nudo rígido con empotramiento. Un nudo rígido tiene resistencia a flexión, como el empotramiento, pero puede ser libre, es decir, desplazarse según las dos direcciones globales y girar según un eje normal al plano de la estructura. Los ángulos entre barras se mantienen fijos. En cambio el empotramiento es la unión de la estructura con un medio supuestamente indeformable (sin asientos o giros).

En la Figura 10.5 se indica una posible numeración de nudos y barras:

Pilares: Es suficiente con definir los nudos extremos

Dinteles: En cada faldón se definen los nudos extremos como barra única desde el nudo de esquina hasta el nudo de cumbrera. Se compone de tres segmentos: acartelamiento de esquina, tramo de sección constante, acartelamiento de cumbrera.

Las propiedades mecánicas (área e inercia) de los tres segmentos son distintas y además el primer y último tramos son variables a lo largo de su longitud.

Se trabaja con la hipótesis de apoyos rígidos (empotramiento).

La hipótesis de empotramiento perfecto es un caso extremo, pues la rigidez de la placa de anclaje no es infinita, y la zapata transmite la carga a un terreno más o menos deformable.

Un débil giro puede ocurrir, lo que disminuye el momento de empotramiento en la base que emigra al nudo de esquina del pórtico o al dintel.

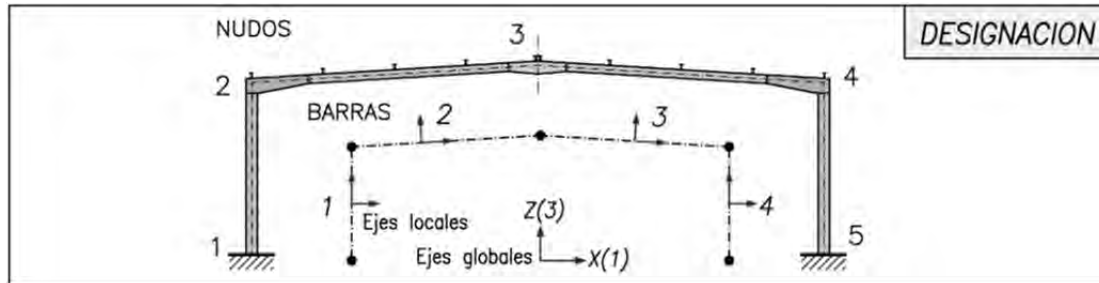


Figura 10.5: Modelo habitual para definir los nudos/barras en un pórtico. Ejes locales y globales

Los sistemas de referencia (ejes) son necesarios para definir la posición y signo de la mayoría de datos y resultados del cálculo. Cada programa tiene un convenio para establecerlos, aunque pueden ser modificados. El usuario del programa debe conocerlos. Los tipos de ejes más importantes son:

- **EJES GLOBALES:** Sistema fijo para una estructura y cálculo. Por ejemplo, eje X horizontal, eje Z vertical y eje Y normal al plano de una estructura plana. A él se refieren las coordenadas, movimientos y reacciones de los nudos y apoyos
- **EJES LOCALES de barra:** cada barra tiene un eje situado en su directriz (x o 1), que va del nudo origen al nudo extremo, otro perpendicular a él contenido en el plano de la estructura (y o 2) y un tercero normal al plano (z o 3) en estructuras planas. A estos se refieren los esfuerzos (axiales, flectores y cortantes)

10.5.2 DIMENSIONES GEOMÉTRICAS

Las dimensiones deben referirse a los **ejes** de las barras (Figura 10.6). Por ello:

- **Luz de 20 m:** separación entre ejes de pilares. En un proyecto real, son datos de partida la separación entre caras exteriores (límites exteriores de la nave) o entre caras interiores (exigencia de una dimensión funcional mínima). Al desconocer el perfil de los pilares, debe hacerse un **predimensionado** del mismo para fijar la luz de la estructura
- **Altura pilar de 6 m:** es habitual tomar de referencia el corte del eje del pilar con el eje del dintel de inercia constante (el eje real sería la directriz del acartelamiento).

La dimensión de partida puede ser la altura de fachada de la edificación (por ejemplo, si existe limitación urbanística), o bien una cota interior mínima (en general referida a la altura libre, ala inferior del cartabón de esquina del dintel). Un esquema gráfico ayuda a realizar las previsiones necesarias.

Respecto a la base del pilar es habitual acotar respecto a la cara superior de la solera de la nave, aunque de forma estricta debería ser respecto a la cara superior de la placa de anclaje, que suele disponerse entre 0.2 a 0.3 m. por debajo de la solera

- **Altura de cumbrera 6.6 m:** referido al corte de ejes del tramo de dintel de inercia constante. Si existe limitación de altura total, para conocer la altura de la nave se añade a esa cota la mitad del canto del dintel, correa, panel sándwich y caballete de cumbrera

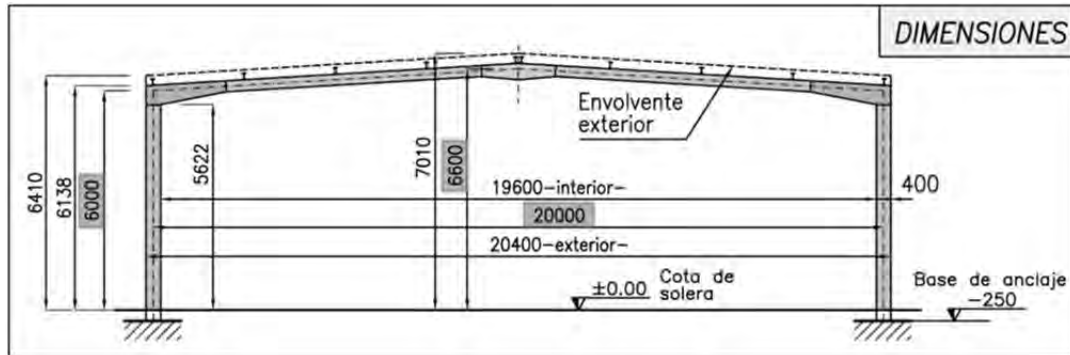


Figura 10.6: Dimensiones geométricas estructurales y constructivas de un pórtico (mm)

10.6 - Tipos de barras

Con ayuda de un dibujo se establece el tipo y dimensión de los perfiles de las barras

10.6.1 PERFILES

Se eligen perfiles de la serie IPE para pilar, dintel y acartelamientos. Para el pilar puede plantearse seleccionar un perfil HEA. Este perfil aprovecha mejor el espacio interior al tener menos canto a costa de un mayor peso de acero. Desde el punto de vista estructural, este perfil tiene más estabilidad lateral (pandeo lateral, vuelco). Si se tienen dificultades para encontrar en el mercado, se sustituye por un HEB, más compacto pero con un rendimiento algo peor.

10.6.2 PREDIMENSIONADO

Es necesario definir previamente el tipo de perfiles para poder efectuar el cálculo de esfuerzos. Durante el dimensionado comprobaremos si los perfiles *predimensionados* son válidos.

Según la teoría de análisis estructural, en un pórtico hiperestático, los flectores dependen de la **relación de inercias** entre las barras de la estructura, no del valor concreto de la inercia. Las deformaciones sí que dependen del valor de la inercia.

Cada vez que cambiamos la relación de inercias, cambian los flectores de las barras. Por otra parte, los perfiles de la serie IPE suelen presentar unas relaciones bastante uniformes en la secuencia dimensional.

En este problema se probaron con anterioridad otras relaciones de inercia, habiéndose obtenido que para un pilar **tres perfiles superior** al dintel (relación de inercias aproximada $I_{\text{pilar}}/I_{\text{dintel}} \approx 2.9$) los resultados eran óptimos (mayor resistencia, menor peso de acero).

Se asigna al pilar una **IPE-400** y para el dintel **IPE-300**. Así, si al dimensionar se baja un perfil al pilar, se deberá bajar un perfil al dintel para poder utilizar los mismos flectores.

10.6.3 ACARTELAMIENTOS

El predimensionado del acartelamiento se realiza según las recomendaciones de 8.7.2 (Figura 10.7):

- Acartelamiento en la esquina del dintel:

CANTO: Se ha supuesto un canto total del dintel de 540 mm en su unión al pilar (algo menor al doble del canto del perfil original). El programa SAP2000, al definir las dimensiones de la cartela, **calcula** las propiedades mecánicas por lo que **no** es necesario calcular los valores del área, inercia, momento resistente, etc.

LONGITUD: Respecto a la longitud del acartelamiento, se recomienda en el texto tomar orientativamente Luz/10. Se adopta 2 m medido en proyección horizontal. Es decir, su longitud es un 20% de la longitud del dintel

- Acartelamiento de cumbrera:

LONGITUD: Se fija su longitud en 2 m (1 m a cada lado del eje del pórtico). Es decir, su longitud es un 10% de la longitud del dintel

CANTO: para una pendiente del 6%, la altura de un cartabón con el ala inferior horizontal es: $0.06 \cdot 1 \text{ m} = 0.06 \text{ m}$. Ésta es una dimensión inviable para recortar y soldar un cartabón al ala inferior del dintel. Se elige una altura de 0.15 m de cartabón (la mitad del canto de una IPE-300).

La altura o canto total es: $300 + 150 = 450 \text{ mm}$

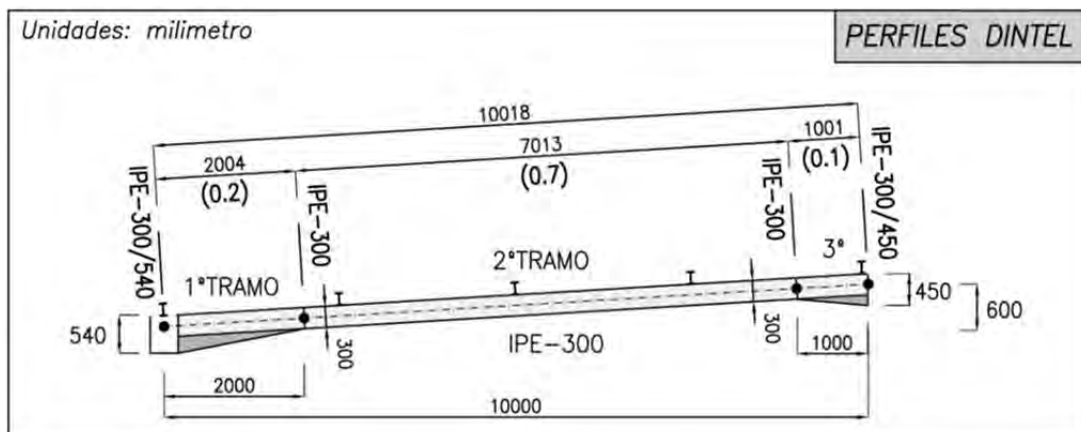


Figura 10.7: Tramos del dintel de canto variable (acartelamientos) y constante

En las Tablas 7.10, se adjuntan dos posibles formas de realizar ese acartelamiento, pero en general y dentro de unos límites amplios, puede **darse el canto que se desee**, aunque luego se deberá comprobar en el dimensionado que resiste los esfuerzos en la esquina.

Si se modifica, después del dimensionado, el canto y/o longitud del acartelamiento, los fletores y deformaciones prácticamente no varían y no es necesario repetir el cálculo. En cambio, respecto a las deformaciones se recomienda obtenerlas con los perfiles definitivos.

10.7 - Cálculo de la estructura

Se cita y describe el programa de cálculo utilizado, las hipótesis simplificativas de cálculo y los detalles del cálculo si difieren de la práctica común para el tipo estructural analizado.

El cálculo se realizó mediante un programa informático de cálculo de estructuras. Las hipótesis simplificativas que se han aplicado en el análisis efectuado son las siguientes:

- Plano: aplicable a aquellos casos en que las cargas se soportan en un plano, transfiriendo la carga de unos planos a otros (cubierta, correas, pórticos)
- Elástico: al retirar las cargas, regreso a la posición inicial sin deformar
- Linealidad: 1) Del material: relación lineal tensión/deformación (linealidad elástica: $\sigma = E \cdot \varepsilon$), 2) Geométrica: relación lineal causa (acciones) efecto (esfuerzos y deformaciones) por equilibrio en posición inicial. Es decir, un aumento de las cargas supone un aumento proporcional de esfuerzos y deformaciones
- Cálculo de 1º orden: el equilibrio estático se formula en la posición inicial sin deformar

e) Análisis estático: se desprecian las fuerzas de inercia originadas por la masa de la edificación al desplazarse por efecto de fuerzas rápidamente variables con el tiempo

10.8 - Resultados de los esfuerzos

Mediante gráficos o tablas, se adjuntan al Anejo los resultados de esfuerzos (axiles y flectores) que luego se utilizarán para el dimensionado de las barras.

En la Figura 10.8 se han representado los momentos y axiles (negativo: compresión) obtenidos en el análisis plano con programa para las secciones indicadas.

Con estos datos se procederá en apartados posteriores a dimensionar o comprobar los perfiles asignados a las barras del pórtico. *Unidades: metro y kilogramo.*

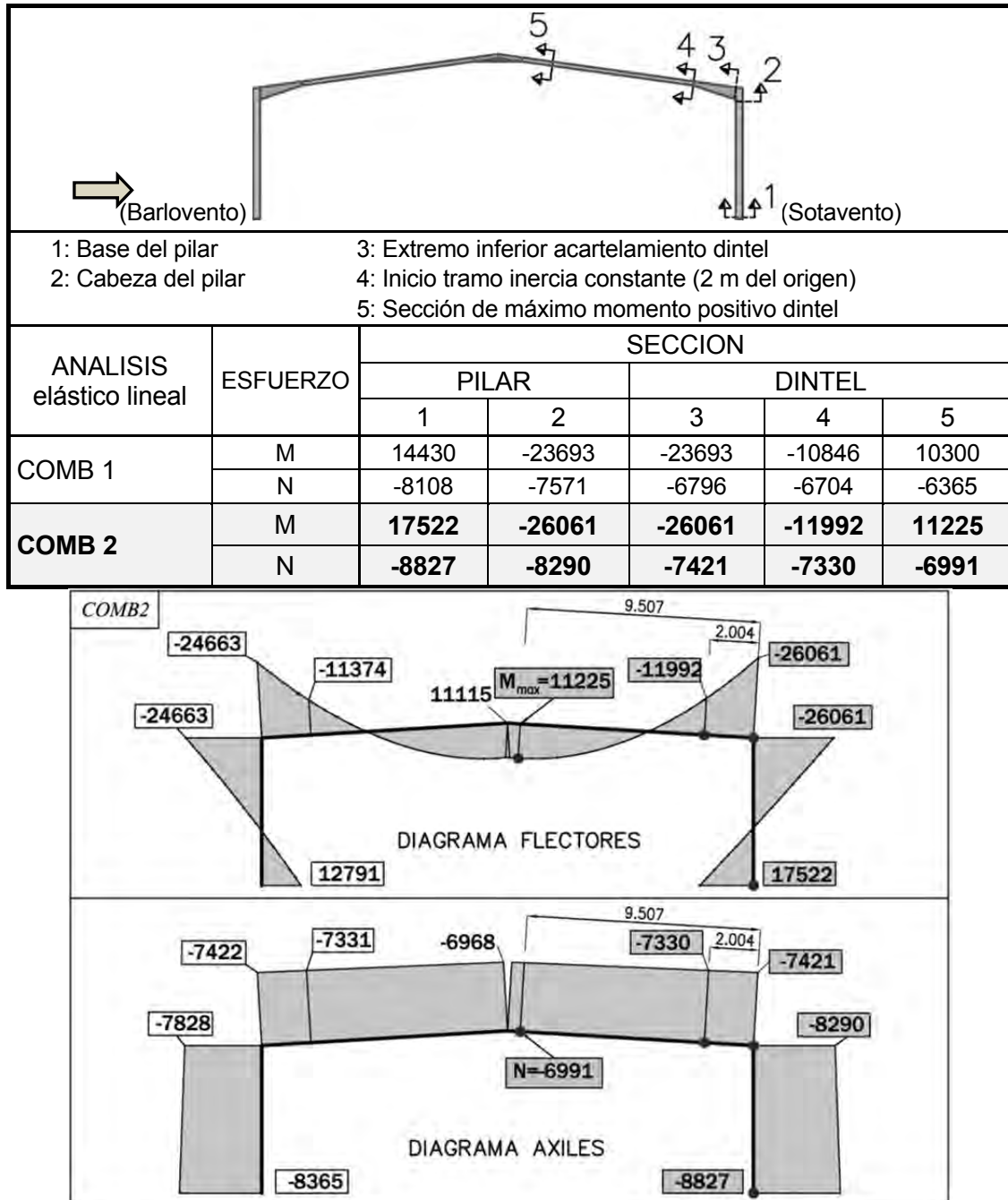


Figura 10.8: Flector M y axil N obtenidos mediante cálculo con programa, para la Comb2

Comentarios:

1.- **La combinación 2** es la que presenta los máximos esfuerzos, siendo la sobrecarga de uso S la carga variable principal, nieve N y viento V2 como acompañantes. En lo que sigue, los esfuerzos con los que se trabajará pertenecen a esta combinación:

Comb. 2: Permanente **G x 1.35 + Uso S x 1.50 + Nieve N x 0.75 + Viento V2 x 0.9**

Se comprueba que los esfuerzos de la Comb1 se acercan bastante a la Comb2.

El momento positivo del dintel (sección 5) no es exacto en muchos programas informáticos, ya que estos interpolan linealmente entre los valores de las secciones definidas en la barra, cuando en realidad es una parábola.

Si se define en el programa un número muy alto de secciones intermedias, el flector positivo sería exacto: 11225 mkg para la combinación 2 en la abcisa $x = 9.507$ m.

La diferencia de axiles entre la base y cabeza del pilar: $[8827 - 8290 = 537 \text{ kg}]$ es el peso propio del pilar IPE-400: $[1.35 \cdot 66.3 \text{ kg/m} \cdot 6 \text{ m} = 537 \text{ kg}]$.

- 2.- Se observa que en el tramo de inercia constante del dintel, el flector negativo -11992 mkg es superior pero muy próximo al positivo 11225 mkg. Por tanto el dintel se dimensionará con el flector negativo. Además, no es necesario alargar el cartabón para igualar flectores (disminuye el flector negativo al alejarnos de la esquina).
- 3.- Si tenemos en cuenta la **continuidad** de las correas (las reacciones no son iguales) y el desplazamiento vertical de los nudos de apoyo de correas (asiento de apoyo, debido a diferencias de deformación entre pórticos, sobre todo respecto al hastial), los resultados en cada pórtico serán distintos, algo inferiores o superiores al valor obtenido en el análisis plano. Pueden ser evaluados con exactitud mediante un análisis espacial, pero las diferencias no suelen superar el 5% (salvo pórticos muy deformables)
- 4.- Definir las acciones sobre el dintel como uniformes o puntuales donde apoyan las correas, es equivalente pues los resultados son idénticos. Se prefiere uniforme por facilitar la introducción de datos. En un análisis espacial, como la carga se aplica a las correas, las cargas en el dintel son puntuales, como ocurre en la realidad
- 5.- Los esfuerzos cortantes no se han representado porque en este caso no afectan al dimensionado de las barras. Se debe a que al utilizar perfiles laminados y no ser los cortantes de elevada magnitud, las tensiones tangenciales máximas en el alma, al tener ésta suficiente espesor, no son importantes. No es así con perfiles armados, secciones muy acarteladas (gran canto), o perfiles alveolares o de alma calada

Comprobaciones:

Aunque no es obligatorio que figure en el Anejo de un proyecto real, resulta siempre conveniente realizar comprobaciones y asegurar la confianza en los resultados obtenidos.

Aunque un programa informático ofrece garantías en relación a la bondad del cálculo, pueden ocurrir errores en la introducción de datos en el programa que pueden pasar inadvertidos. Por ello es necesario revisar el cálculo:

- Las leyes de esfuerzos deben de presentar un aspecto similar a la Figura 10.8. Si se dan condiciones de simetría (Comb1), los resultados deberán serlo también
- **Comprobación de reacciones:**

El objeto de esta comprobación es ratificar manualmente que en el cálculo con programa se han introducido todas las cargas previstas. No indica que el cálculo sea correcto, pues el mismo error se podría haber cometido en ambos, o en ciertos casos haberse compensado. Especialmente si la comprobación es negativa, hay que repasar los cálculos. Errores superiores al 3% son inadmisibles.

- (1) La suma de la componente **vertical** de las **cargas** debe coincidir con la **reacción vertical** total de la estructura (también con la suma de **axiles** de pilares)(se ha supuesto que $\cos\alpha \approx 1$) :

Cargas verticales totales, si se elige la Combinación 1: $1.35 \cdot G + 1.5 \cdot S + 0.75 \cdot N$

$$Q = [(25+14(2)) \cdot 1.35 + 30 \cdot 0.75 + 40 \cdot 1.5] \text{ kg/m}^2 \cdot 6 \text{ m} \cdot 20 \text{ m} = 16218 \text{ kg}$$

Se compara con $\text{GlobalFZ}_{\text{Comb1}}$ o con el doble del axil en la base (Figura 10.8):

$$\text{GlobalFZ}_{\text{Comb1}} = 16216 \text{ kg} = 2 N_{\text{pilar, base}} = 2 \cdot 8108 \text{ kg} \approx Q = 16218 \text{ kg}$$

Ambos valores son prácticamente coincidentes.

- (2) La suma de la componente horizontal de las cargas debe ser la reacción horizontal total (también suma de cortantes en la base de los pilares) que se han obtenido mediante el cálculo con programa (ver Figura 10.4):

Cargas horizontales totales, se elige la Comb. 2: $1.35 \cdot G + 1.5 \cdot S + 0.75 \cdot N + 0.9 \cdot V2$

Sólo la carga de viento ocasiona componentes horizontales (X) de la carga:

$$\text{Viento en pilares: } \cdot h_{\text{pilar}} \cdot (q_{\text{Barlov.}} + q_{\text{Sotav.}}) = 6 \cdot (268 + 121) = 2334 \text{ kg}$$

Viento en cubierta. La longitud con viento a barlovento es $L_{\text{barlov}} = 3.4 \text{ m}$ cuya componente horizontal se contrarresta con la misma longitud a sotavento. Lo que resta:

$$(Luz/2 - L_{\text{barlov}}) \cdot q_{\text{cubierta}} \cdot \sin \alpha = (10 - 3.4) \cdot 81 \cdot \sin \alpha = 6.6 \cdot 81 \cdot 0.06 = 32$$

La componente horizontal total, suma de la anteriores, vale:

$$H = 0.90 \cdot [(2334 - 32)] = 2072 \text{ kg}$$

Se compara con la reacción horizontal total según $\text{GlobalFX}_{\text{Comb2}}$:

$$\text{GlobalFX}_{\text{Comb2}} = 2072 \text{ kg} \quad (\text{Ok.})$$

10.9 - Criterios de dimensionado. E.L.U.

Brevemente se indica el método de cálculo utilizado entre las diferentes alternativas que ofrece la Instrucción EAE.

10.9.1 MÉTODOS DE DIMENSIONADO

El *dimensionado* (o *comprobación*) consiste en los cálculos necesarios para definir los perfiles de las barras a partir de los esfuerzos que debe soportar. En un pórtico a dos aguas (estructura hiperestática), para obtener los esfuerzos es necesario realizar un predimensionado de las barras y efectuar una *comprobación* de perfiles.

La EAE prescribe diversos métodos de dimensionado, pero debido a su carácter *prestacional*, estos constituyen un conjunto abierto de posibles alternativas para el proyectista. Existen métodos simples, más del lado de la seguridad o conservadores, y otros más sofisticados con los que puede conseguirse un perfil más ajustado.

Cualquier *comprobación* consiste en verificar que el esfuerzo de cálculo debido a las cargas no supera la resistencia de un elemento. El axil y el flector son los esfuerzos

² Es el peso del dintel (IPE-300: $42.2/6 = 7$) y el pilar (IPE-400: $6 \cdot 66.3/10 \cdot 6 = 11$), 7 kg/m^2 . Por ser poco relevante, no se consideran las cartelas. El peso de la estructura también puede conocerse mediante el programa de cálculo: $1673 \text{ kg} / (20\text{m} \cdot 6\text{m}) = 14 \text{ kg/m}^2$.

principales de las barras de un pórtico. Se denominan expresiones de interacción las que comprueban el elemento para la combinación de ambos esfuerzos.

Las *comprobaciones*, función de la clase de sección, se centran en dos puntos principales:

- **Comprobación de resistencia** (6.2. Cálculo plástico o elástico de secciones). Se realiza a nivel de sección (propiedades mecánicas y esfuerzos):
 - **Criterio elástico**: método tradicional que aplica las expresiones de la Resistencia de Materiales sin clasificar secciones. Se trabaja con el momento resistente elástico W_{el} . No válido para secciones de Clase 4. No se utiliza este curso.
 - **Método aproximado y conservador**: expresión única (6.2.5.) para cualquier tipo de sección. Se emplea el momento resistente plástico W_{pl} para las Clases 1 y 2 y el elástico W_{el} para la Clase 3. Se aplica en próximos apartados.
 - **Expresiones específicas** para la comprobación del flector según el tipo de sección (I, tubos) y Clases 1 y 2 (plásticas). El flector actuante M_{Ed} debe ser inferior al flector resistido $M_{N,Rd}$ que incluye la reducción de resistencia por efecto del axil (Anexo 6.1.). Según el caso se consiguen índices resistentes más reducidos. Por ejemplo, al ser los pilares de naves de axil reducido, en muchos casos no es necesario considerarlo
- **Comprobación de inestabilidad** (6.3.3.). Se realiza para toda la barra con los esfuerzos máximos. En el Tema 5 pueden consultarse los parámetros necesarios para el cálculo a pandeo (longitud de pandeo, esbeltez, etc.). Según la EAE se puede aplicar alguno de los tres métodos siguientes, en las que las dos primeras tienen dos comprobaciones: una en el plano del pórtico (y - y) y otra en el plano lateral (z - z):
 - **Método 2**: Es necesario distinguir entre piezas susceptibles o no a la torsión, y entre una pieza intraslacional o traslacional, sin continuidad entre los casos. El cálculo de los coeficientes de interacción puede resultar laborioso. Es el método que se utiliza en este curso para conseguir un dimensionado ajustado
 - **Método 1**: dada su complejidad, es difícil abordarlo manualmente. Se recomienda si está implementado en un programa informático (Tema 18). La susceptibilidad a la torsión de la pieza y su relación con el vuelco lateral, están incluidas en las expresiones, así como la influencia de la deformada de la pieza en el pandeo
 - **Método simplificado**: se emplea una única expresión para el pandeo. Sólo es necesario el cálculo de los coeficientes reductores por pandeo $\chi_y, \chi_z, \chi_{LT}$. En muchas ocasiones da lugar a índices resistentes hasta un 15% superiores al Método 2

10.9.2 INDICE RESISTENTE

En este texto se define como **índice** (resistente) a las relaciones de comprobación de la EAE (*Tema 6*), en las que se calcula la razón entre el esfuerzo actuante E_{Ed} y el resistido E_{Rd} , relaciones que no deben superar la unidad cuando se trata de un esfuerzo ($i_E = E_{Ed}/E_{Rd} \leq 1$), o bien la suma de índices de cada esfuerzo para la interacción de esfuerzos (N, M_y, M_z).

Si bien por norma no debe superar 1, existe cierta duda sobre el **índice** práctico más adecuado para dimensionar. Un índice bajo puede dar más seguridad a costa de un mayor coste. En otros casos puede ser un *despilfarro*, si se compara con otros elementos con índices muy superiores y más limitantes. Unos índices equilibrados entre los diferentes elementos puede proporcionar un diseño optimizado (mayor resistencia o seguridad por peso de material *consumido* o coste).

En este texto se procura conseguir un valor entre **0.7** y **0.9** para elementos principales. Disminuir un perfil en la serie IPE, aumenta el índice por 1.25 o 1.3. De esta forma pueden

quedar cubiertos esfuerzos ligeramente superiores que seguramente se obtendrían en un análisis más riguroso, como uno espacial o en un análisis de 2º orden (P-Delta).

En general, el proyectista puede ajustarse al índice que estime adecuado según su propio criterio (tipo de edificación, de elemento, confianza en el cálculo, limitaciones económicas, naturaleza de la peor combinación o situación límite, ejecución, etc.).

10.9.3 METODOLOGÍA PARA EL DIMENSIONADO DE UN PÓRTICO

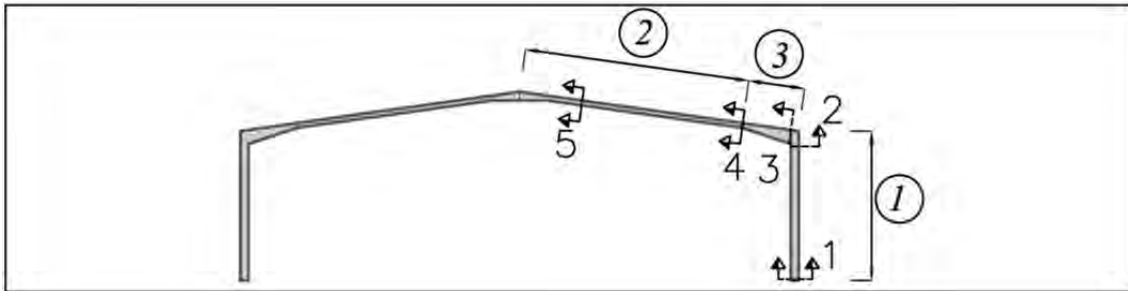


Figura 10.9: Procedimiento para el dimensionado de un pórtico

Un posible método para el dimensionado de la estructura de un pórtico, que es el que se va a seguir en el próximo Apartado, es (Figura 10.9):

- ❶ Comprobar el **pilar** con el máximo momento (entre las secciones extremas 1 ó 2). Modificar el perfil si es preciso pero el dintel deberá cambiarse en la misma proporción, manteniendo la relación de inercias, si se desean utilizar los mismos flectores
- ❷ Comprobar el tramo de inercia constante del **dintel** con el mayor momento entre las secciones 4 (negativo) ó 5 (positivo). Comparar el *índice* obtenido con el del pilar. Cambiar la longitud del cartabón si el flector en el extremo (4) no es el adecuado:
 - Si $M_4 < M_5$, disminuir la longitud del cartabón
 - Si $M_4 > M_5$ e $i_{\text{dintel}} \ll i_{\text{pilar}}$ (índice resistente), disminuir la longitud y subirá M_4 e i_{dintel}
- ❸ Comprobar el **nudo de esquina**. Modificar el canto del acartelamiento si es preciso
- ❹ Introducir, si existen, los cambios en el programa de cálculo. Comprobar **deformaciones** con los perfiles y acartelamientos definitivos
- ❺ Optativo: Probar otras *relaciones de inercia* si el resultado no satisface. Para comparar, calcular el peso (coste) del pórtico según los perfiles seleccionados. Deformabilidad.

10.10.- Dimensionado de perfiles

10.10.1 DIMENSIONADO DEL PILAR IPE-400

10.10.1.1- Comprobación de resistencia

$$\frac{N_{Ed}}{A \cdot f_{yd}} + \frac{M_{y,Ed}}{W_y \cdot f_{yd}} \leq 1$$

M_{Ed}	26061 kgm	Momento de cálculo máximo para el pilar. Se produce para $x = 6$ m, pilar de sotavento y combinación 2: $1.35 \cdot G + 1.5 \cdot S + 0.75 \cdot N + 0.9 \cdot V2$
N_{Ed}	8290 kg	Axil de cálculo en la sección de momento máximo ($x = 6$ m)
A	84.5 cm ²	Área de la sección recta del perfil IPE-400
$W_{pl,y}$	1308 cm ³	Momento resistente plástico respecto al eje "y" (Clases 1 y 2)
f_y	2750 kg/cm ²	Límite elástico del acero S275JR para $t \leq 40$ mm
γ_{M0}	1.05	Coefficiente de seguridad del acero en comprobaciones de resistencia
f_{yd}	2619 kg/cm ²	Resistencia de cálculo: $f_{yd} = f_y / \gamma_{M0}$

$$\frac{N_{Ed}}{A \cdot f_{yd}} + \frac{M_{y,Ed}}{W_y \cdot f_{yd}} = \frac{8290}{84.5 \cdot 2619} + \frac{2602100}{1308 \cdot 2619} = 0.037 + 0.761 = 0.798 \leq 1$$

Comentarios:

- 1) Se comprueba que el índice debido al momento es el dominante (95%). Utilizando la *expresiones específicas* de resistencia, se demuestra que el índice del axil es nulo
- 2) El índice obtenido se juzga aceptable por el criterio expuesto de que se encuentre comprendido entre 0.7 a 0.9. Podrían haber ocurrido dos casos:
 - Índice superior a 1: es necesario aumentar de perfil por otro de mayor momento resistente. Si queremos utilizar los mismos flectores, el dintel deberá aumentarse a su vez e intentar mantener la relación de inercias pilar/dintel
 - Índice muy reducido (por ejemplo por debajo de 0.70). Para no sobredimensionar la estructura (más cara), podemos ensayar con un perfil de menor momento resistente
- 3) Por ejemplo, si ensayamos con un perfil menos, como una IPE-360, el resultado es:

$$\frac{8290}{72.7 \cdot 2619} + \frac{2602100}{1020 \cdot 2619} = 0.044 + 0.974 = 1.02 > 1 \quad \text{No válido}$$

- 4) El perfil HEA resulta adecuado en casos en los que el espacio interior esté ajustado. Con un perfil HEA-300 (11 cm de canto menos que el perfil IPE-400), se tiene:

$$\frac{8290}{112.5 \cdot 2619} + \frac{2602100}{1384 \cdot 2619} = 0.028 + 0.718 = 0.746 \leq 1$$

El peso se incrementa por 1.33 al pasar de 66.3 kg/ml (IPE-400) a 88.3 kg/ml (HEA-300). La relación de inercias se modifica: $I_{pilar}/I_{dintel} = 18260/8360 = 2.18$. El cálculo **debe rehacerse** modificando el perfil del pilar, para obtener el nuevo flector para este caso

- 5) Mediante las Tablas del Apéndice 1 (para $f_y = 2750$), se localiza que un perfil IPE-400 es de Clase 1 en flexión pero de Clase 3 a compresión.

Si fuese un pilar con compresión dominante frente al flector (pilar central de un pórtico a dos aguas), debería utilizarse el momento resistente elástico $W_{y,el}$. Sin embargo tendría poca influencia, pues el flector actuante es muy pequeño.

En este caso en que el axil es muy reducido, la sección es de Clase 1 y por ello se ha utilizado el momento resistente plástico $W_{y,pl}$.

- 6) La EAE admite utilizar criterios de comprobación basados en distribuciones elásticas de tensiones. Por ello pueden emplearse expresiones clásicas de la R.M. del tipo:

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{W_{el}} = \frac{8290}{84.5} + \frac{2606100}{1160} = 98 + 2247 = 2345 \leq f_{yd} = 2619 \text{ kg/cm}^2$$

El *índice elástico* sería $2345/2619 = 0.90$, superior al *plástico* que fue 0.80. La relación entre ambas prácticamente coincide con el factor de forma (1.13) o relación entre el momento resistente plástico W_{pl} y el elástico W_{el} .

10.10.1.2- Comprobación a pandeo

M_{Ed}	26061 kg·m	Flector de cálculo máximo del pilar. Ocurre para $x = 6$ m, a sotavento y combinación 2
N_{Ed}	8827 kg	Axil de cálculo máximo del pilar ($x = 0$) igual combinación del flector

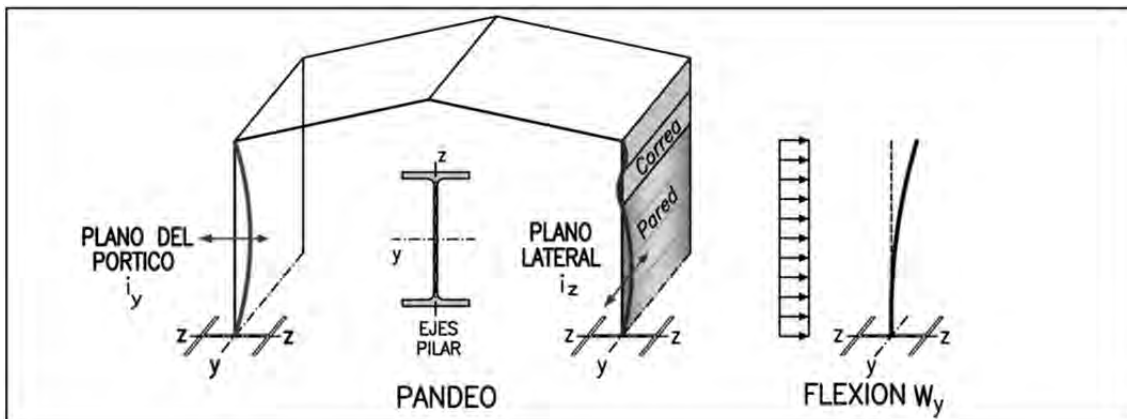


Figura 10.10: Flexión y planos de pandeo del pilar

- 1).-Cálculo de la esbeltez:

- Plano pórtico

Se adopta un coeficiente β de pandeo de "2.5" (Apartado 6.1.9.) debido a que, si bien el nudo inferior se encuentra empotrado, el nudo superior de un pórtico presenta giro y desplazamiento horizontal. Para su cálculo se podría utilizar el método de la EAE para *soportes* (5.2.4.) considerando el dintel horizontal. La esbeltez vale:

$$\lambda_y = \frac{L_{K,y}}{i_y} = \frac{L \cdot \beta}{i_y} = \frac{600 \cdot 2.5}{16.5} = 90.91$$

El radio de giro se toma respecto al eje perpendicular al plano de pandeo del pórtico.

- Plano lateral

Se adopta un coeficiente β de pandeo de "1" debido a que en el plano de la fachada lateral se disponen arriostramientos junto a los hastiales que limitarán el desplazamiento lateral. Si bien el valor teórico es 0.7, se recomienda aumentar su valor a 1.

Se arriostran los vanos extremos de la fachada lateral con una Cruz de San Andrés. Se dispone un zuncho de atado en cabeza de los pilares de toda la fachada lateral.

Entre la altura comprendida de 4 a 6 m, se dispone panel de fachada unido al soporte mediante correas. Todas las uniones de la chapa a las correas y de las correas al soporte, se suponen eficaces para que, en combinación con un panel rígido en su

plano, se considere que el conjunto conforma un plano rígido o diafragma para contener el pandeo lateral del pilar.

Por todo ello, **la longitud a considerar en el pandeo lateral es de 4 m**. Si el conjunto panel-correas no es rígido, la longitud sería la altura del pilar, 6 m.

La esbeltez vale (el radio de giro se toma respecto al eje perpendicular al plano de pandeo de fachada):

$$\lambda_z = \frac{L_{K,z}}{i_z} = \frac{L \cdot \beta}{i_z} = \frac{400 \cdot 1}{3.95} = 101.27$$

2).- Esbelteces reducidas: la esbeltez crítica es: $\lambda_{cr} = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \cdot \sqrt{\frac{2.1 \cdot 10^6}{2750}} = 86.815$

Plano pórtico: $\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr}} = \frac{90.91}{86.815} = 1.047$

Plano lateral: $\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_{cr}} = \frac{101.27}{86.815} = 1.166$

3).- Coeficientes reductores por pandeo (4.4.4. Figura 4.9):

Plano pórtico: La curva de pandeo según y-y para $h/b \geq 1.2$ es la **curva a**. $\alpha_y = 0.21$

$$\phi_y = 0.5 \cdot [1 + \alpha_y \cdot (\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2] = 0.5 \cdot [1 + 0.21 \cdot (1.047 - 0.2) + 1.047^2] = 1.137$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{1.137 + \sqrt{1.137^2 - 1.047^2}} = 0.633 \leq 1$$

Plano lateral: La curva de pandeo según z-z para $h/b \geq 1.2$ es la **curva b**. $\alpha_z = 0.34$

$$\phi_z = 0.5 \cdot [1 + 0.34 \cdot (1.166 - 0.2) + 1.166^2] = 1.137$$

$$\chi_z = \frac{1}{1.137 + \sqrt{1.137^2 - 1.166^2}} = 0.497 \leq 1$$

4).- Coeficiente $c_{m,y}$: se trata de pilares de un pórtico de una estructura sin arriostrar en su plano con longitud de pandeo superior a la de la propia barra (traslacional), por lo que $c_{m,y} = 0.9$

5).- Coeficiente k_{yy} ($\bar{\lambda}_y = 1.033$ pero $\bar{\lambda}_y \leq 1$):

$$k_{yy} = C_{m,y} \cdot \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0.2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yd}} \right) = 0.9 \cdot \left(1 + (1 - 0.2) \cdot \frac{8827}{0.633 \cdot 84.5 \cdot 2619} \right) = 0.945$$

6).- Coeficiente k_{zy} (pieza no susceptible a la torsión):

$$k_{zy} = 0.6 \cdot k_{yy} = 0.6 \cdot 0.945 = 0.567$$

7).- Comprobaciones (Perfil Clase 1, doble T, pieza no susceptible a la torsión):

7.a.) Pandeo según el eje fuerte **y-y**:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yd}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{W_y \cdot f_{yd}} = \frac{8827}{0.633 \cdot 84.5 \cdot 2619} + 0.945 \cdot \frac{2606100}{1308 \cdot 2619} = 0.063 + 0.719 = 0.782 \leq 1$$

7.b.) Pandeo según el eje débil **z-z**:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yd}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{W_y \cdot f_{yd}} = \frac{8827}{0.497 \cdot 84.5 \cdot 2619} + 0.567 \cdot \frac{2606100}{1308 \cdot 2619} = 0.080 + 0.432 = 0.512 \leq 1$$

Comentarios:

- 1).-La comprobación de resistencia es en este caso bastante coincidente con la de pandeo. Ello es debido a que a pesar de que el coeficiente χ de pandeo penaliza la influencia del axil, al ser la compresión pequeña, tiene más peso el índice del momento flector, que resulta bastante invariable en todas las comprobaciones
- 2).-La influencia en el dimensionado del coeficiente beta de pandeo $\beta = 2.5$ en el plano de la estructura es en general **poco relevante**. Por ejemplo, de haberse adoptado $\beta = 2$ el índice bajaría de 0.782 a 0.759. Más aún, si $\beta = 1$, bajaría sólo hasta 0.733.
El cálculo con programa mediante la opción de *análisis a pandeo (buckling)* en un análisis plano, dio como resultado $\beta = 2.32$. El valor de $\beta = 2.5$ se estima suficiente

10.10.2 DIMENSIONADO DEL DINTEL IPE-300

10.10.2.1- Comprobación de resistencia

$$\frac{N_{Ed}}{A \cdot f_{yd}} + \frac{M_{y,Ed}}{W_y \cdot f_{yd}} \leq 1$$

M_{Ed}	11992 kgm	Flector máximo absoluto de cálculo para el dintel de canto constante. Ocurre para $x = 2$ m, porque el flector negativo supera al positivo ($M_{max} = 11225$ mkg)
N_{Ed}	7330 kg	Axil de cálculo en la misma sección de máximo flector absoluto ($x = 2$ m)
A	53.8 cm ²	Área de la sección recta del perfil IPE-300
$W_{pl,y}$	628 cm ³	Momento resistente plástico respecto al eje "y" (Clase 1)

$$\frac{N_{Ed}}{A \cdot f_{yd}} + \frac{M_{y,Ed}}{W_y \cdot f_{yd}} = \frac{7330}{53.8 \cdot 2619} + \frac{1199200}{628 \cdot 2619} = 0.052 + 0.729 = 0.781 \leq 1$$

Comentarios:

- 1) Se comprueba que el índice debido al momento es el dominante (93%). Como en el caso del pilar, si se usan las *expresiones específicas* de resistencia de la EAE, se demuestra que el índice del axil es nulo
- 2) Respecto al axil a adoptar en la comprobación de resistencia:
 - De forma estricta, debe pertenecer a la **misma sección** de máximo momento
 - Por tanto, si la sección de máximo momento fuese la de flector positivo, debe tomarse el axil existente en esa misma sección
 - Del lado de la seguridad, podría adoptarse como axil el valor máximo a lo largo de todo el dintel, valor muy cercano al anterior (7421 kg). El asunto es intrascendente, pues se ha comentado que se puede demostrar que el índice del axil es nulo
 - Se destaca que el axil del dintel es del orden de magnitud del pilar (8827 kg).
- 3) En el caso de que el índice resistente del perfil fuera **superior a 1**, se debe **augmentar** de perfil (mayor momento resistente). En este caso, para utilizar los mismos flectores, debemos cambiar el perfil del pilar de forma que se mantenga la relación de inercias. Por lo tanto, el pilar debe dimensionarse con el nuevo perfil.

En cambio si se desea mantener el pilar, es necesario recalcular la estructura para obtener los nuevos flectores. A continuación se vuelve a comprobar el pilar.

Lo mismo ocurriría si el índice resistente del dintel fuese reducido y se ensaya con un perfil menor para economizar acero.

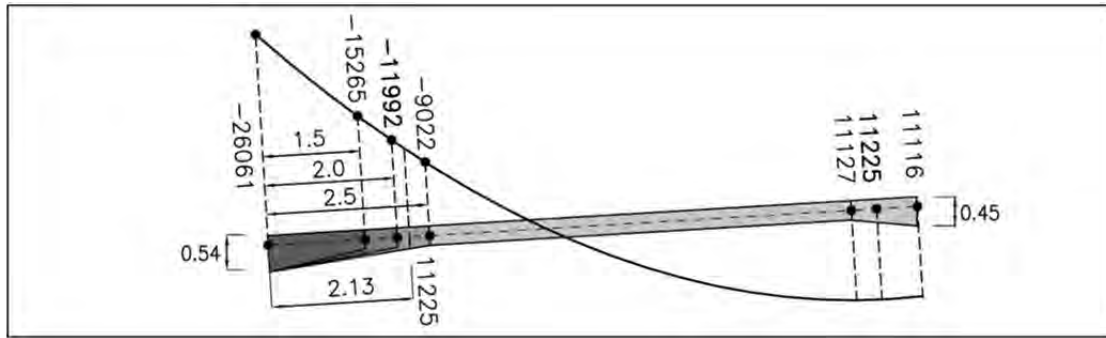


Figura 10.11: Efectos de modificaciones en la longitud del cartabón del nudo de esquina

- 4) De forma estricta (Figura 10.11), el flector positivo debe tomarse del tramo de inercia constante (11127 mkg). De forma conservadora se ha escogido el máximo positivo (11225 mkg). Si el máximo de la ley de flectores cae en el tramo del cartabón de cumbrera, este será soportado por una sección de mayor canto que una IPE-300
- 5) El momento positivo del dintel (11225 mkg) es cercano e inferior al momento negativo en el extremo del acartelamiento (-11992 mkg). En principio, no es preciso modificar la longitud del cartabón. Otras situaciones posibles serían:
 - Si aumentamos la longitud del cartabón, el flector negativo del tramo de inercia constante disminuye (en el ejemplo de la Figura 10.11 se alarga 0.5 m más) :
 - Disminuye el índice resistente del dintel, salvo que el flector negativo (-9022 mkg a 2.5 m) esté por debajo del flector positivo (11225 mkg)
 - No se obtiene ningún beneficio si la longitud del cartabón supera 2.13 m, sección a partir de la cual el flector negativo es inferior en valor absoluto al flector positivo
 - Si disminuimos la longitud del cartabón, el flector negativo aumenta. En consecuencia aumenta el índice resistente del dintel, pero rápidamente creciente (parábola)

En un dimensionado óptimo se puede ajustar la longitud del cartabón para que el índice resistente del pilar y del dintel sean parecidos. En todo caso, no es necesario tratar de afinar en exceso la longitud del cartabón, pues la repercusión en el coste de pequeños cambios de longitud es despreciable.

Pequeños cambios de longitud del cartabón prácticamente no alteran la ley de momentos, por lo que no es necesario volver a comprobar pilar y dintel.

- 6) Clase de sección: un perfil IPE-300 es de Clase 1 en flexión (esfuerzo principal) y de Clase 3 a compresión (Tablas del Anejo 1 para $f_y = 2750$).

A flexocompresión es de Clase 1 porque el flector es dominante frente al axil de compresión. Puede utilizarse el momento resistente plástico

10.10.2.2- Comprobación a pandeo

M_{Ed}	11992 kgm	Flector máximo absoluto de cálculo para el dintel de inercia constante. Ocurre para $x = 2.00$ m ya que el flector negativo supera al positivo ($M_{max} = 11225$ mkg)
N_{Ed}	7421 kg	Axil máximo de cálculo de la barra ($x = 0$) en toda su longitud que es en la que ocurre el pandeo
i_y	12.5 cm	Radio de giro respecto al eje fuerte (Pandeo plano del pórtico)
i_z	3.35 cm	Radio de giro respecto al eje débil (Pandeo lateral)

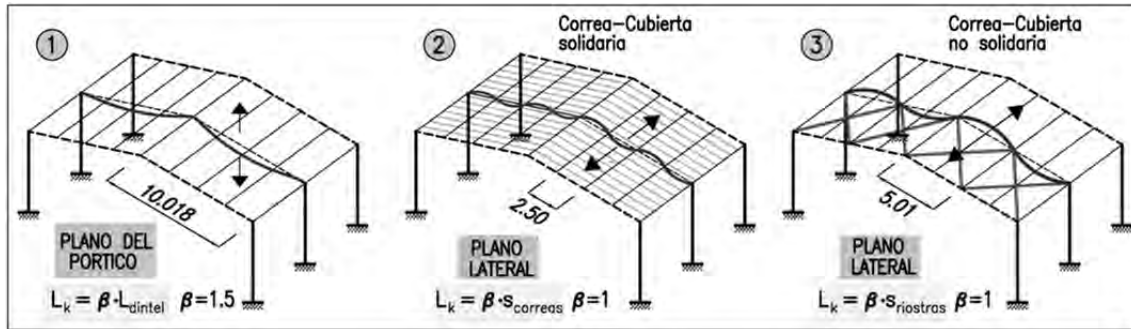


Figura 10.12: Planos y longitudes de pandeo del dintel

1.- Cálculo de la esbeltez:

- Plano pórtico

Se toma como longitud de la pieza (Figura 10.12) la distancia entre el nudo de cumbrera y la esquina $L = 10.018$ m. Se adopta un coeficiente β de pandeo de "1.5" debido a que, si bien ambos nudos son rígidos con acartelamiento, el giro y desplazamiento relativo entre extremos de barra pueden ser grandes para este tipo de estructuras. Es un valor difícil de precisar y como veremos más adelante, puede influir de forma notable en la comprobación.

La esbeltez vale:

$$\lambda_y = \frac{L_{k,y}}{i_y} = \frac{L \cdot \beta}{i_y} = \frac{1101.8 \cdot 1.5}{12.5} = 120.22$$

El radio de giro se ha tomado respecto al eje perpendicular al plano de pandeo del pórtico, que es el radio de giro **mayor**.

- Plano lateral

Se considera la longitud a pandeo del dintel la existente entre *dos puntos fijos por existir arriostramiento*. El proyectista adopta la decisión de si esa condición se cumple según evalúe la existencia de esos puntos fijos (Figura 10.12):

- Correas unidas firmemente a un cerramiento de cubierta rígido (panel o chapa simple de suficiente rigidez) y al dintel dónde apoyan: se toma la **separación entre correas**. El conjunto forma un *diafragma* o elemento de sólido rígido en su plano. Así se considera en este caso. La longitud de la pieza es la distancia existente entre correas (2.50 m)
- En caso contrario la longitud sería entre los puntos que ata el arriostramiento de cubierta junto al hastial: **separación entre riostras** (Tema 15). Esta separación puede ser cada 2 a 4 correas dependiendo de la distancia entre ellas, recomendando que el recuadro formado por la riostra cercano sea a un cuadrado. En este caso es de 2 correas, es decir, 5 m, formando la Cruz de San Andrés un recuadro de $5 \times 6 \text{ m}^2$

Se adopta un coeficiente β de pandeo de "1".

La esbeltez vale (El radio de giro se ha tomado respecto al eje normal al plano de pandeo de cubierta):

$$\lambda_z = \frac{L_{k,z}}{i_z} = \frac{L \cdot \beta}{i_z} = \frac{250 \cdot 1}{3.35} = 74.63$$

2.- Esbelteces reducidas: esbeltez crítica :

$$\lambda_{cr} = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 86.815$$

$$\text{Plano p\acute{o}rtico : } \quad \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr}} = \frac{120.22}{86.815} = 1.385$$

$$\text{Plano lateral : } \quad \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_{cr}} = \frac{74.63}{86.815} = 0.860$$

3.- Coeficientes reductores por pandeo:

Plano p\acute{o}rtico: La curva de pandeo seg\un{u}n y-y para $h/b \geq 1.2$ es la **curva a**. $\alpha_y = 0.21$

$$\phi_y = 0.5 \cdot \left[1 + \alpha_y \cdot (\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = 0.5 \cdot \left[1 + 0.21 \cdot (1.385 - 0.2) + 1.385^2 \right] = 1.583$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{1.583 + \sqrt{1.583^2 - 1.385^2}} = 0.425 \leq 1$$

Plano lateral: La curva de pandeo seg\un{u}n z-z para $h/b \geq 1.2$ es la **curva b**. $\alpha_z = 0.34$

$$\phi_z = 0.5 \cdot \left[1 + 0.34 \cdot (0.860 - 0.2) + 0.860^2 \right] = 0.982$$

$$\chi_z = \frac{1}{0.982 + \sqrt{0.982^2 - 0.860^2}} = 0.687 \leq 1$$

4.- Coeficiente $c_{m,y}$: se trata de dinteles de un p\acute{o}rtico de una estructura sin arriostrar con longitud de pandeo superior a la de la propia barra, por lo que $c_{m,y} = 0.9$

5.- Coeficiente k_{yy} ($\bar{\lambda}_y = 1.586 > 1$, luego se toma en la ecuaci\o{n} el valor 1):

$$k_{yy} = c_{m,y} \cdot \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0.2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yd}} \right) = 0.9 \cdot \left(1 + (1 - 0.2) \cdot \frac{7421}{0.425 \cdot 53.8 \cdot 2619} \right) = 0.989$$

6.- Coeficiente k_{zy} (pieza no susceptible a la torsi\o{n}):

$$k_{zy} = 0.6 \cdot k_{yy} = 0.6 \cdot 0.989 = 0.593$$

7.- Comprobaciones (Perfil Clase 1, doble T, pieza no susceptible a la torsi\o{n}):

7.a.) Pandeo seg\un{u}n el eje fuerte y-y:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yd}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{W_y \cdot f_{yd}} = \frac{7421}{0.425 \cdot 53.8 \cdot 2619} + 0.989 \cdot \frac{1199200}{628 \cdot 2619} = 0.124 + 0.721 = 0.845 \leq 1$$

7.b.) Pandeo seg\un{u}n el eje d\eb{il} z-z:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yd}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{W_y \cdot f_{yd}} = \frac{7421}{0.687 \cdot 53.8 \cdot 2619} + 0.593 \cdot \frac{1199200}{628 \cdot 2619} = 0.077 + 0.433 = 0.509 \leq 1$$

Comentarios:

- 1.- La comprobaci\o{n} de pandeo es m\as exigente que la de resistencia. El pandeo en el plano fuerte (y-y) es el que presenta una esbeltez reducida m\as alta (1.39)
- 2.- Seg\un{u}n la EAE, para la comprobaci\o{n} a pandeo debe tomarse el m\aximo de la pieza. Sin embargo, en este caso de inercia variable, el m\aximo ocurre en la secci\o{n} de mayor acartelamiento (nudo de esquina) con un \u00e1rea bastante superior (68.92 cm^2) a la del perfil de canto constante (53.8 cm^2), que es la que se toma en la comprobaci\o{n}
- 3.- La influencia en el dimensionado del coeficiente beta de pandeo $\beta = 1.5$ en el plano de la estructura suele ser **relevante**. Por ejemplo, de haberse adoptado $\beta = 1$ el \u00edndice bajar\u00eda de 0.845 a 0.764, por debajo de la comprobaci\o{n} de resistencia (0.781).

El cálculo con programa mediante la opción de *análisis a pandeo (buckling)* para un análisis plano, dio como resultado $\beta = 0.89$. El valor de $\beta = 1.5$ se estima como bastante sobrevalorado, pero es el que se ha decidido adoptar como envolvente para un gran número de pórticos a dos aguas analizados por los autores.

10.10.3 COMPROBACIÓN DEL NUDO

Comprobación de resistencia

$$\frac{N_{Ed}}{A \cdot f_{yd}} + \frac{M_{y,Ed}}{W_y \cdot f_{yd}} \leq 1$$

M_{Ed}	26061 kg·m	Momento de cálculo en la sección de la esquina del dintel ($x = 0$)
N_{Ed}	7421 kg	Axil de cálculo en la misma sección ($x = 0$)
A	68.92 cm ²	Área del acartelamiento IPE-300/540 . Se obtiene de 16.1.3.4.1, bien puede calcularse (E: 8.3) o mediante Tablas (8.1, 8.2).
$W_{e,y}$	1138 cm ³	Momento resistente elástico respecto al eje "y". Se obtiene de 16.1.3.4.1, bien puede calcularse (E: 8.1) o con Tablas (8.1, 8.2).

$$\frac{N_{Ed}}{A \cdot f_{yd}} + \frac{M_{y,Ed}}{W_y \cdot f_{yd}} = \frac{7421}{68.92 \cdot 2619} + \frac{2606100}{1138 \cdot 2619} = 0.041 + 0.874 = 0.915 \leq 1$$

Comentarios:

- a) La comprobación a pandeo ya se realizó para el dintel, por lo que en el nudo sólo comprobamos a resistencia. La verificación simple realizada puede ser suficiente para casos sencillos como el que nos ocupa. Pero debe entenderse como una simple aproximación. El comportamiento de un nudo de este tipo es bastante complejo

Por ejemplo, está el efecto del *tamaño* de las barras. Es decir, el flector de -26061 mkg no está soportado por el dintel, sino por el nudo. El dintel arranca 200 mm del nudo, donde el flector es -24594 (un 5% inferior). Lo mismo ocurre al flector soportado por el pilar

- b) En la zona del nudo de esquina, aparte de la posible incidencia del vuelco lateral, no se considera que un nudo cuyo canto es de 54 cm y un espesor del alma de una IPE-300 (esbelta), al arranque del dintel pueda desarrollar un comportamiento plástico (abolladura). Por ello, se ha optado por utilizar el **momento resistente elástico** como si la sección del acartelamiento fuese de **Clase 3**.
- c) El índice resistente está por encima del intervalo que hemos establecido como recomendable (entre 0.7 y 0.9). Para reducir el índice tenemos varias opciones:
- Realizar cálculos más precisos:
 - Por ejemplo, tener en cuenta el radio de acuerdo ala-alma. El área y momento resistente aumentan a 70.85 cm² y 1185 cm². El índice se reduce a 0.88
 - Otro ejemplo, comprobar si el alma del cartabón es de Clase 1 o 2 y puede utilizarse el momento resistente plástico (1327 cm³)
 - Aumentar el canto del acartelamiento. Si de $h = 540$ mm pasamos a $h = 600$ mm, el momento resistente elástico sube a $W_{e,y} = 1311$ cm³. Los cambios en el diagrama de momentos que ocasiona la modificación del perfil suelen ser despreciables

Refuerzos de nudo

Para asegurar que la transmisión de tensiones entre dintel y pilar en el nudo de esquina sea correcta, puede ser necesario dimensionar un conjunto de refuerzos:

- (a) Rigidizador diagonal de nudo: consiste en dos chapas que unen la esquinas del nudo. Evitan la posible abolladura del nudo y equilibran de forma mucho más eficiente las tensiones en ambas esquinas.

A falta de cálculos más precisos, en nudos de pequeñas dimensiones como el de este proyecto, puede no ser necesario disponerlo. Si se decide colocarlo, el espesor de la chapa puede ser del orden del espesor del ala del pilar. Para la IPE-400, el espesor del ala es $t_f = 13.5$ mm, por lo que se dispone una chapa de 14 mm, por ejemplo.

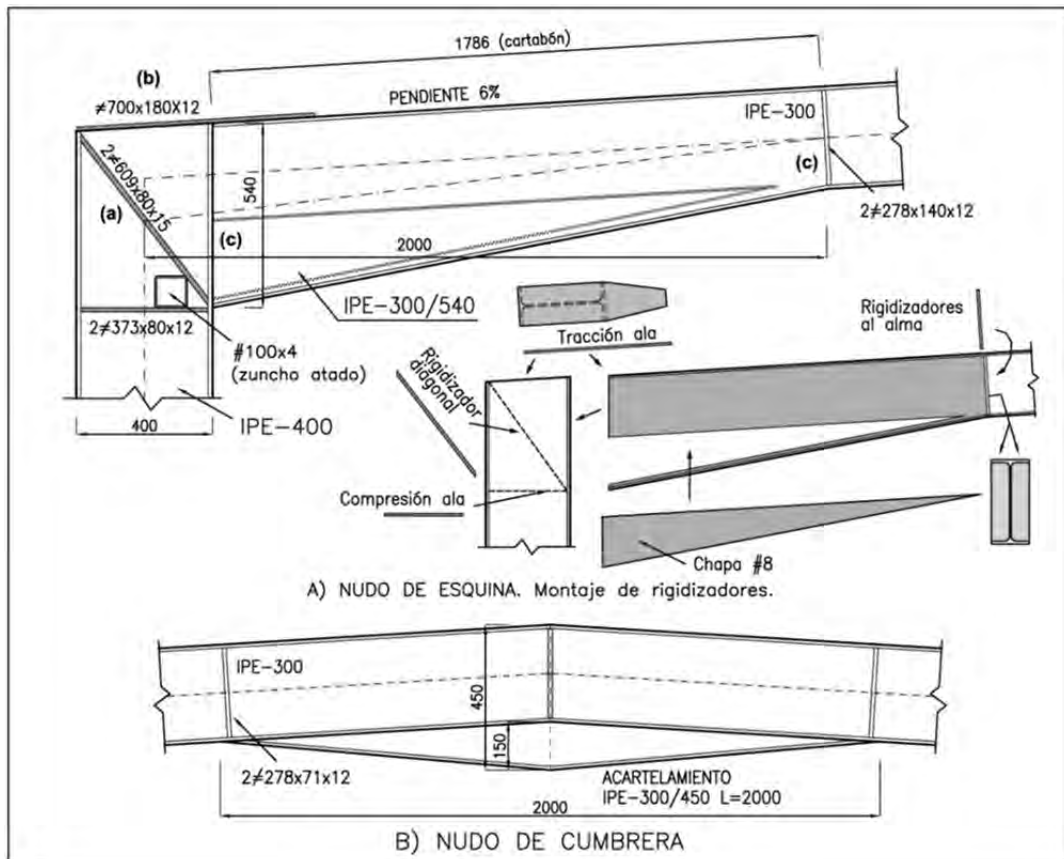


Figura 10.13: Nudo de esquina y nudo de cumbreira. Rigidizadores

- (b) Rigidizador del ala superior del dintel: Para proporcionar continuidad a la tracción del ala superior del dintel. El espesor elegido, 12 mm, es del orden y por encima del espesor del ala del dintel ($t_f = 10.7$ mm). La longitud (700 mm) suficiente para que los cordones de soldadura puedan transmitir la tracción del pilar al ala superior del dintel. El ancho (180 mm) coincide con la anchura del soporte IPE-400 ($b = 180$ mm) (Figura 10.13)
- (c) Rigidizadores transversales del dintel: Para limitar la incidencia del vuelco lateral, en secciones de débil rigidez a torsión, la disposición de rigidizadores en el alma puede ser conveniente.

Como el momento negativo del dintel disminuye rápidamente y las dimensiones (canto) del dintel acartelado son pequeñas para pórticos de pequeñas luces como el de este proyecto, no se estima necesario arriostrar de forma especial el ala inferior.

En este sentido, la disposición del zuncho de atado de cabeza de pilares en la fachada lateral en una posición cercana al interior del nudo de esquina, puede

aportar un gran beneficio para controlar el vuelco lateral. La continuidad del ala interior del pilar hasta el ala superior del dintel aporta rigidez torsional al nudo.

10.11 - Deformaciones. E.L.S.

Se recomienda realizar la comprobación de flecha antes de realizar las comprobaciones de resistencia y pandeo de las barras. Son sencillas de realizar y permite tener una visión rápida del comportamiento de la estructura.

Apariencia:

- Flecha vertical: nudo de cumbrera o central del cordón inferior si existe, con la limitación de $L/200$ siendo L la luz de la estructura (20 m)
- Desplome o flecha horizontal: cabeza del pilar con la limitación de $h/150$ siendo h la altura del nudo de mayor desplazamiento (6 m)

No es necesario realizar una comprobación de la integridad del cerramiento de la fachada lateral. Tanto los paneles alveolares de hormigón prefabricado como el panel tipo sándwich de chapa de acero no experimentan daños por deformaciones excesivas.

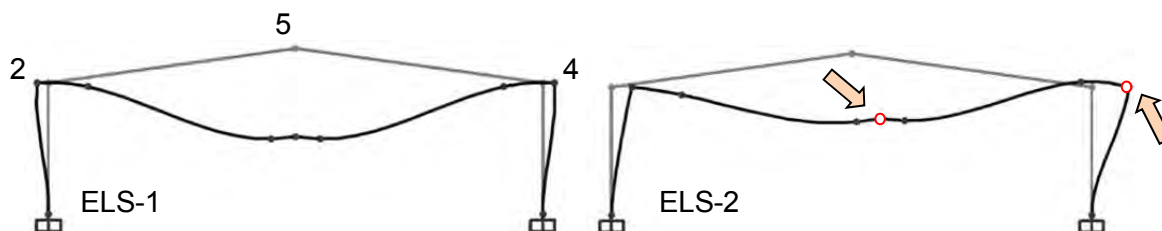


Figura 10.14: Deformada (aumentada) debida a cargas verticales (ELS-1) y viento (ELS-2)

10.11.1.1- Resultados del programa

APARIENCIA	Nudo	Desplome esquina mm	Flecha cumbrera mm
Esquina izquierda	2	-3.64	
Cumbrera	5		-102.9
Esquina derecha	4	7.83	

10.11.1.2- Comprobaciones

Comprobación de cumbrera (flecha): $20000 \text{ mm}/102.9 = 194 < 200$ (límite) **No válido**

Comprobación de esquina (desplome): $6000 \text{ mm}/7.83 = 766 \geq 150$ (límite) **Válido**

Es necesario **rectificar** la comprobación de flecha de cumbrera:

- El CTE-SE, la EAE y el EC-3, no imponen unas limitaciones específicas a la deformación, sino que es el proyectista (o la propiedad) según su criterio, quien debe establecerlas. Los límites anteriores son recomendaciones de la primera versión del EC-3 (1993). Asimismo coinciden con los límites que se aplicaban tradicionalmente

En todo caso no es muy ortodoxo modificar la limitación para tratar de ajustarla a la flecha obtenida (por ejemplo, Luz/190)

- ¿Qué importancia puede tener un desplazamiento elevado del nudo de cumbrera? Más que por efecto visual negativo, es porque es indicio de una deformación excesiva del pórtico que puede incidir negativamente en el montaje de la estructura, vibraciones, crujidos con cargas variables (debidos a cambios térmicos o viento en los

elementos de cerramiento) y hasta posibles daños en falsos techos, cámaras, subestructuras en el interior de la nave

- No es habitual que deban **aumentarse los perfiles** para reducir la flecha. Suele existir una correspondencia entre la comprobación de resistencia y la flecha. Índices por encima de 0.85 podrían dar lugar a flechas por encima de los valores límites antes establecidos. Es lo que ocurre en este caso

Se considera que se incurre en un encarecimiento innecesario de la estructura si se aumenta el dintel a IPE-330 y del pilar a IPE-450. Si se aumenta sólo el dintel, es necesario repetir todos los cálculos, tanto de la estructura como del dimensionado.

10.12 - Rectificaciones y ajustes

Para cumplir la limitación de flecha vertical del nudo de cumbrera, se aumenta el canto del cartabón en el nudo de esquina de 540 mm a **600 mm** (el doble del canto de una IPE-300). Además se aumenta la longitud del cartabón de 2000 mm a **2200 mm**. Se efectúa el recálculo de la estructura.

Comprobación de la flecha:

Comprobación de resistencia del nudo
(9.9.3.1):

Desplome esquina	Flecha cumbrera
7.45 mm	-97.4 mm
$6000/7.45 = 805 \geq 150$	$20000/97.4 = 205 \geq 200$

$$\frac{N_{Ed}}{A \cdot f_{yd}} + \frac{M_{y,Ed}}{W_y \cdot f_{yd}} = \frac{7484}{73.18 \cdot 2619} + \frac{2646300}{1311 \cdot 2619} = 0.039 + 0.771 = 0.810 \leq 1$$

Esta comprobación resultaba muy ajustada. Con los nuevos datos del proyecto, el flector negativo aumenta a -26463 kgm y el axil a 7484 kg:

Con el aumento de longitud del cartabón se consigue que el flector positivo (+10715) y negativo (-11168) del tramo de dintel de canto constante casi coincidan. El flector negativo del dintel de canto constante baja por lo que se reduce el índice resistente de esta barra.

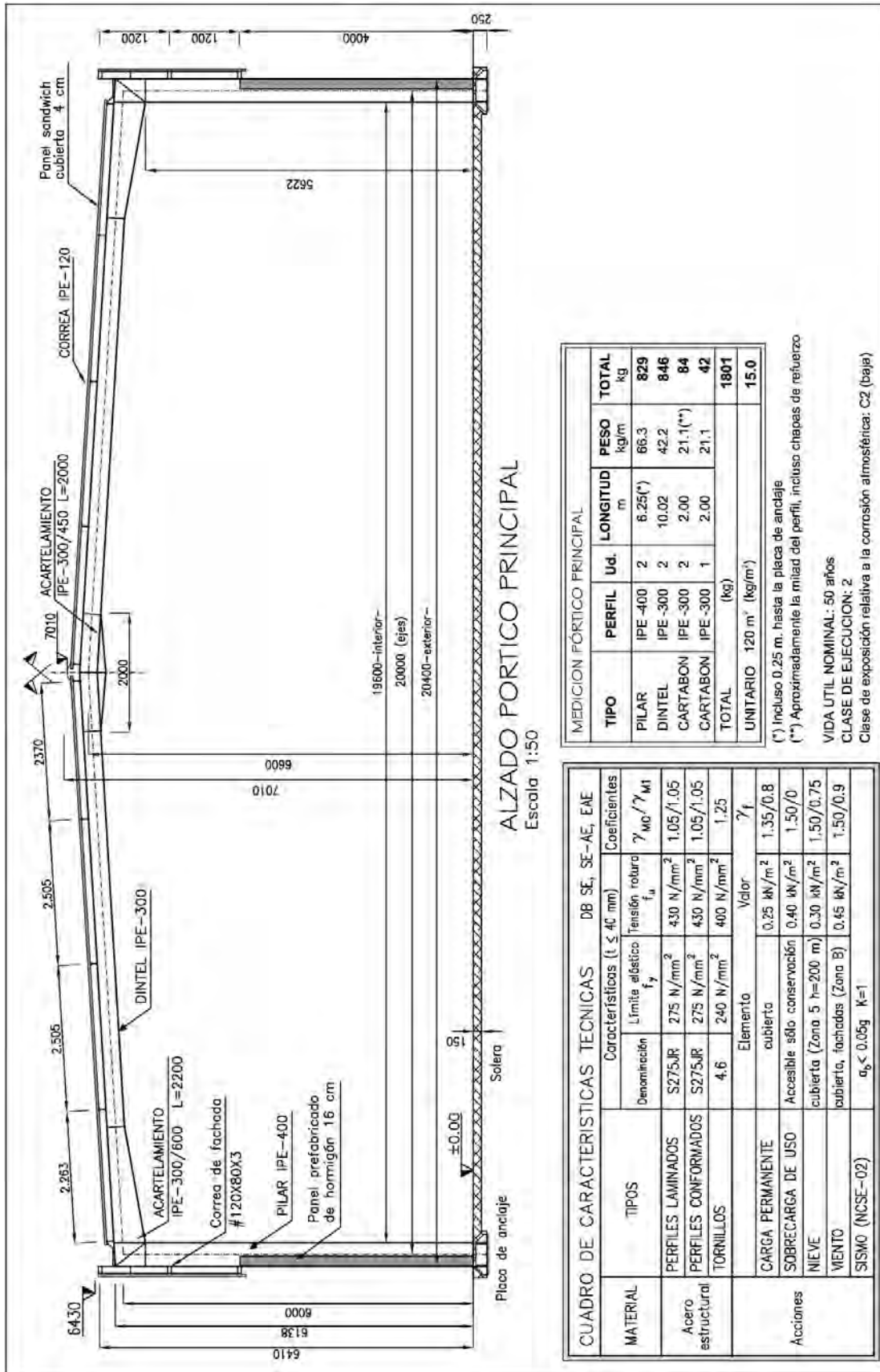
Nota: El calculista decide si repite todos los cálculos para ajustarse mejor a los datos. Todas estas modificaciones no se adjuntan en el Anejo de un proyecto real, sino que sólo se incluyen los resultados definitivos. Por supuesto que **no** debe darse por aceptable ninguna comprobación que no cumpla, ni figurar en el Anejo.

10.13 - Planos

Es el documento más importante donde se reflejan los resultados del dimensionado del Anejo, es la base para las mediciones pertinentes y será el que utilice el constructor para la ejecución de la estructura. Normalmente será realizado, mediante un programa informático, por el equipo de delineación bajo la supervisión del proyectista.

El plano del alzado del pórtico principal (Figura 10.15) es un documento de gran importancia en un proyecto. En él se basará la fabricación y el presupuesto del pórtico:

- La acotación se realiza en *mm*. Se acota a ejes de barras. Se puede complementar con cotas exteriores, interiores, altura libre, etc. Deben indicarse los perfiles, cartabones, correas (separación), solera y elementos constructivos relacionados. Se aconseja acompañar de un detalle de los acartelamientos (Figura 10.13). Es habitual la escala 1:50. Aunque algunas cotas pueden diferir de las utilizadas en el cálculo (por ejemplo, al distribuir correas), no suele ser necesario rehacer el cálculo salvo cambios notables.
- En el Cuadro de Características Técnicas (CCT) se detallan las propiedades de los materiales, acciones, condiciones de seguridad, etc. Es optativo Incluir la medición de la estructura



MEDICION FÓRTICO PRINCIPAL

TIPO	PERFIL	Ud.	LONGITUD m	PESO kg/m	TOTAL kg
PILAR	IPE-400	2	6.25(*)	66.3	829
DINTEL	IPE-300	2	10.02	42.2	846
CARTABON	IPE-300	2	2.00	21.1(**)	84
CARTABON	IPE-300	1	2.00	21.1	42
TOTAL					1801
UNITARIO 120 m² (kg/m²)					15.0

(*) Incluso 0.25 m. hasta la placa de anclaje

(**) Aproximadamente la mitad del perfil, incluso chapas de refuerzo

VIDA UTIL NOMINAL: 50 años

CLASE DE EJECUCION: 2

Clase de exposición relativa a la corrosión atmosférica: C2 (baja)

MATERIAL	TIPOS	Características ($t \leq 40$ mm)		DB SE, SE-AE, EAE	
		Denominación	Límite elástico f_y	Tensión rotura f_u	Coefficientes $\gamma_{M0} / \gamma_{M1}$
Acero estructural	PERFILES LAMINADOS	S275JR	275 N/mm ²	430 N/mm ²	1.05/1.05
	PERFILES CONFORMADOS	S275JR	275 N/mm ²	430 N/mm ²	1.05/1.05
	TORNILLOS	4.6	240 N/mm ²	400 N/mm ²	1.25
Acciones	CARGA PERMANENTE	Elemento		Valor	γ_f
		cubierta		0.25 kN/m ²	1.35/0.8
	SOBRECARGA DE USO	Accesible sólo conservación		0.40 kN/m ²	1.50/0
	NEVE	cubierta (Zona 5 h=200 m)		0.30 kN/m ²	1.50/0.75
WENTO	cubierta, fachadas (Zona B)		0.45 kN/m ²	1.50/0.9	
SISMO (NCSE-02)			$a_g < 0.05g$	$K=1$	

Figura 10.15: Plano de alzado del pórtico principal

11.- PRACTICA CELOSIA

En el proyecto de una estructura de cubierta de celosía, el Anejo de cálculo consta de los mismos capítulos que el pórtico (ver Tema 9). Para este caso, con idénticos datos de geometría y ubicación, sólo es necesario realizar alguna pequeña modificación. Los capítulos sobre el modelo estructural, tipos de barras, resultados, dimensionado, son diferentes.

11.1 - Diseño de la celosía

A continuación se van a comentar las razones que se han considerado en el diseño de la celosía. En un proyecto no es necesario incluirlas. Es suficiente con adjuntar un croquis con las medidas de la estructura referidas a ejes de barras (Figura 11.1).

El diseño de la geometría y de la triangulación de una celosía presenta múltiples soluciones no existiendo una tipología preferente. Algunos parámetros vienen condicionados por las necesidades de proyecto. En cambio otros se definen por criterios estéticos o de buena apariencia y por las preferencias del proyectista.

A continuación se exponen los parámetros más relevantes a tener en cuenta (Figura 11.1 y Figura 11.2) y algunas reglas prácticas para facilitar el diseño de la celosía.

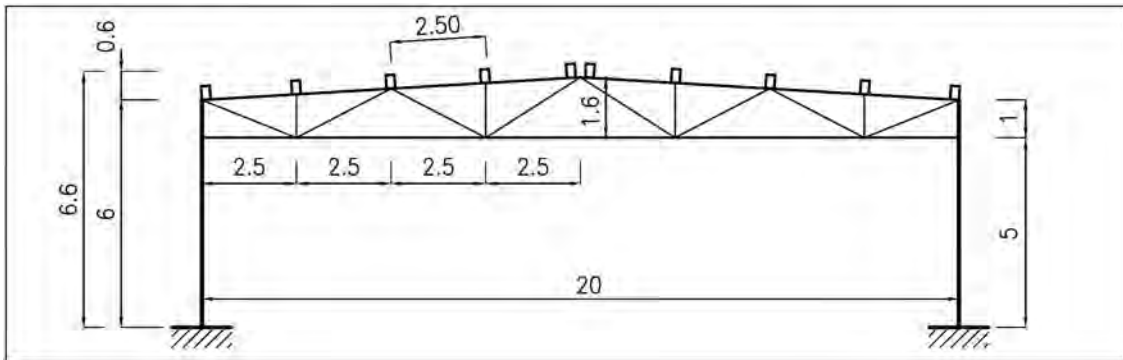


Figura 11.1: Dimensiones estructurales de la celosía (m)

11.1.1 DIMENSIONES DE LA CELOSÍA

- Pendiente: $p = 6\%$ (pendiente pequeña en una zona de poca probabilidad de nieve)
- Canto de la celosía: al ser la luz o distancia entre pilares $a = 20 \text{ m}$ y las cargas ligeras, puede seguirse la regla práctica de que el canto central h de la celosía esté comprendido entre $[a/10, a/15] = [2 \text{ m}, 1.33 \text{ m}]$:

Se elige $h = 1.6 \text{ m}$ ($a/12.5$)

Los axiles en la celosía varían en una relación de proporción inversa respecto al canto. El incremento del canto supone una reducción de los axiles en la misma proporción, pero la longitud de diagonales y montantes es mayor, así como la altura de la nave

- Siendo la pendiente de la cubierta p de un 6%, el canto lateral h_L vale:

$$h_L = h - 0.5 \cdot a \cdot p = 1.6 - 0.5 \cdot 20 \cdot 0.06 = 1 \text{ m}, \quad h_L = 1 \text{ m}$$

Resulta una dimensión adecuada. Si es reducida, puede dar lugar a ángulos muy agudos entre las diagonales y los cordones en los nudos cercanos a las fachadas laterales. Una dimensión elevada reduce la altura libre interior disponible en la nave

- La separación entre celosías: $s = 6 \text{ m}$.

11.1.2 TIPO DE TRIANGULACIÓN

- Separación de correas: constante de $s_c = 2.5 \text{ m}$. Es un parámetro de gran importancia:
 - Depende en primer lugar del tipo de material de cubierta. Un rango de valores, para panel tipo sándwich, puede situarse entre 1.5 a 3 m.
En tablas o gráficos suministrados por los fabricantes puede seleccionarse el panel con las dimensiones geométricas adecuadas a la separación de correas
 - Condiciona, junto a la separación entre celosías, el cálculo de correas (Tema 12)
 - Influye decisivamente en la secuencia o separación entre nudos de la triangulación:
 - ◆ Correas **apoyadas en los nudos**: suele ser la solución más adecuada. El cordón superior no soporta momentos principales debidos a cargas fuera de los nudos que provocan flexión. La dimensión del perfil es más reducida y económica
 - ◆ Sin embargo, ajustarse a la separación entre correas en casos extremos puede dar lugar a triangulaciones de peor apariencia (muy tupida por correas bastante juntas) o de mal comportamiento (muy tendida o ángulos entre diagonales y cordones muy pequeños por correas bastante separadas). En ese caso, la separación entre nudos es independiente de la separación entre correas
 - La separación entre pilares del muro hastial es $s_h = 5 \text{ m}$, múltiplo de la cantidad anterior. Esta situación es conveniente ya que la efectividad del arriostrado de cubierta es mejor si algunas correas coinciden con el pilar del hastial y los recuadros de Cruces de San Andrés se forman entre pilares hastiales. En todo caso, no es una necesidad

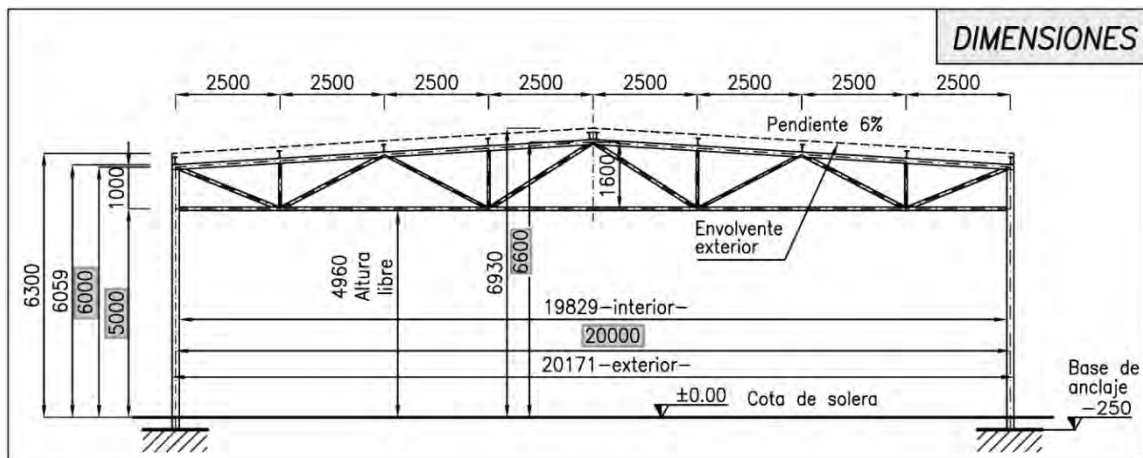


Figura 11.2: Tipología estructural y dimensiones que figuran en el plano de alzado (mm)

- Tipo de triangulación
 - Los tramos de la triangulación son de **2.5 m**. Las diagonales tienen ángulos, respecto a los cordones, comprendidos entre 22° y 33° . En todos los nudos existe alguna diagonal con un ángulo inferior a 30° . La triangulación es bastante tendida.
Según la EAE, para ángulos muy agudos ($\alpha \leq 30^\circ$) **no** puede considerarse la hipótesis de **nudos articulados**. El dimensionado debe efectuarse a flexión compuesta con los axiles y momentos proporcionados por el programa de cálculo. Esta condición se cumple, con similar triangulación, con 6 tramos de 1.66 m cada uno, lo que implica que $s_c = 1.66 \text{ m}$ si interesa que las correas apoyen en los nudos
 - La triangulación es tipo **Warren** (diagonales con inclinaciones alternadas) y montantes intermedios para apoyo de correas. La separación entre montantes es de 5 m. Un montante intermedio adicional (2.5 m) no soporta acciones de cubierta.

La disposición de un montante intermedio ayuda a reducir la flexión debida al peso del falso techo. Dependerá de donde se fije la subestructura que soporta el falso techo. En este texto no se ha considerado para abreviar la exposición del proyecto.

Otros tipos de triangulación, como *Pratt*, *Howe*, etc, son perfectamente válidos. Su selección depende de las preferencias del proyectista o de la apariencia del conjunto.

Las diagonales extremas trabajan a tracción a cargas verticales al ser su inclinación descendente hacia el centro del vano. La inclinación de esta diagonal es de 22° con el cordón inferior, algo baja.

En este caso, si la inclinación de la diagonal extrema es contraria, está comprimida y es algo más larga. Pero el ángulo respecto al cordón es mayor. Para separaciones entre nudos de 2 m, prácticamente los ángulos de todos los nudos superan 30° .

En todo este proceso supone una gran ayuda realizar los croquis de dibujo mediante un programa de diseño asistido por ordenador.

- Pilares

Se ha considerado el pilar continuo hasta el cordón superior. Estructuralmente, está dividido en dos tramos: 5 m hasta el cordón inferior y 1 m hasta la cabeza del pilar. Las cargas de cubierta de la celosía se transmiten en cabeza del pilar. En el Tema 8 se han explicado las ventajas que reporta, destacando su mejor comportamiento a viento y estabilidad a pandeo en el plano de la estructura.

La otra solución que se juzga menos conveniente consiste en disponer un montante extremo que pertenece a la triangulación de la celosía. Su sección es bastante inferior a la del pilar. La celosía apoya sobre el pilar, que finaliza a la altura del cordón inferior.

11.2 - Acciones

Todas las acciones son iguales a las del Apartado 9.3. Sólo cambia el peso propio de la estructura que lo calcula el programa utilizado. En la celosía se trata de cargas puntuales, sólo es necesario añadir el valor de dichas cargas en el Anejo del proyecto (Figura 11.4)

11.2.1 ACCIONES VERTICALES

Las correas transmiten las acciones verticales y viento como cargas puntuales en los puntos de apoyo. Las acciones que transmite la cubierta se definen como **cargas puntuales** y no como uniformes como en el pórtico. Se debe a que, de ser uniformes, aparecerían momentos inexistentes en el cordón superior, similar a una viga continua cuyos apoyos son los nudos de la triangulación. Su introducción en el programa es sencilla porque los puntos de aplicación, que son los nudos, ya han sido definidos.

Por ello, la carga "q" sobre la cubierta en kg/m^2 se ha multiplicado por **la separación entre correas** ($s_c = 2.5 \text{ m}$) y por **la separación entre pórticos** ($s = 6 \text{ m}$) para obtener la carga puntual "P" sobre los nudos intermedios de la celosía (la mitad en los extremos). Basta con multiplicar las cargas uniformes introducidas al pórtico por la separación entre correas.

El peso propio de la celosía es una carga uniforme y se contabiliza automáticamente en el cálculo. La estructura en celosía es más ligera que la del pórtico (más de un 30%) (peso unitario sobre un área de $20 \cdot 6 = 120 \text{ m}^2$):

ESTRUCTURA	PILAR	DINTEL	CELOSÍA	TOTAL
PORTICO	796 kg	877 kg		1673 kg
	6.63 kg/m^2	7.31 kg/m^2		13.94 kg/m^2
CELOSIA	427 kg		713 kg	1140 kg
	3.56 kg/m^2		5.94 kg/m^2	9.50 kg/m^2

Las acciones verticales y viento en pilares son idénticos a los especificados en el Apartado 9.3. Las hipótesis de carga son idénticas al pórtico.

El peso del falso techo se aplica en la realidad en el cordón inferior de la celosía. Al ser una carga reducida y por sencillez, se añadirá al resto de cargas de cubierta.

11.2.2 VIENTO

Existen dos hipótesis de viento en relación al efecto que provoquen en la **cubierta**:

- **Máxima succión:** que constituye la *hipótesis* de carga **V1**
- **Máxima presión:** que define la *hipótesis* de carga **V2**

Las acciones en pilares son idénticas en ambas hipótesis, e iguales al pórtico.

Respecto a las hipótesis de viento:

- La presión de viento en cubierta V2 es de pequeño valor aunque no despreciable
- La succión del viento V1 en cubiertas ligeras provoca inversión de esfuerzos. El efecto más importante en la estructura es la compresión que aparece en el cordón inferior. Debido a su gran esbeltez lateral, su estabilidad puede verse comprometida. El cálculo es muy laborioso y en la mayor parte de los casos no afecta a un cambio del perfil del cordón, si se siguen unas normas de buena práctica

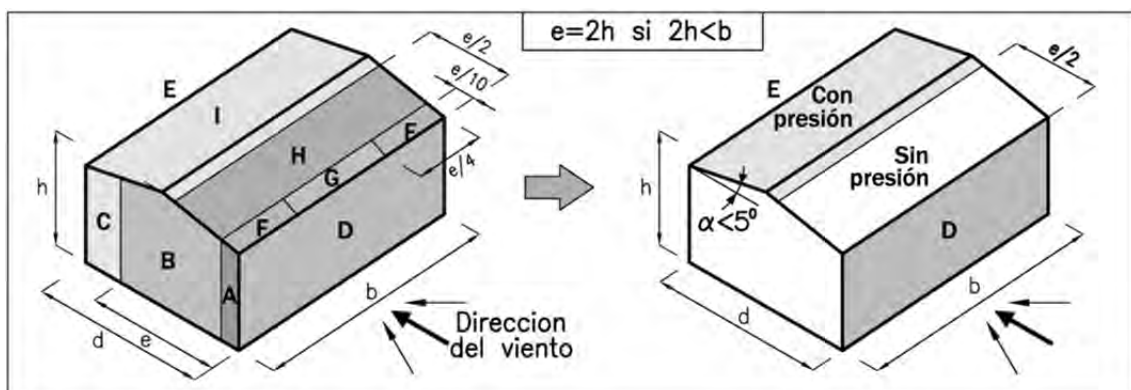


Figura 11.3: Zonas eólicas. Presión de viento V2 y áreas con y sin presión en cubierta

11.2.2.1- Presión en cubierta V2

El procedimiento es idéntico al pórtico. Se obtuvo (9.3.4.4, Figura 10.4) que la longitud de la zona I, con presión de viento, vale $L_I = 13.4$ m.

El número de barras del cordón superior que reciben carga, contabilizadas desde la **fachada a sotavento**, es (para simplificar, redondeamos por exceso)

$$L_I / L_{CS} = 13.4 \text{ m} / 2.5 \text{ m} = 5.4 \xrightarrow{\text{redondeo}} \mathbf{6 \text{ barras}}$$

L_{CS} : Longitud de cada barra del cordón superior. Esta distancia coincide con la separación entre nudos. En este caso, además, es igual a la separación entre correas s_c

La carga puntual de presión estática del viento transmitida por cada correa vale:

- Correas interiores de cada faldón (q_{portico} : carga lineal que se aplicó al pórtico):
 $P = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot s \cdot s_c = q_{\text{portico}} \cdot s_c = (45 \text{ kg/m}^2 \cdot 1.5 \cdot 0.2 \cdot 6 \text{ m}) \cdot 2.5 \text{ m} = 81 \cdot 2.5 = \mathbf{202.5 \text{ kg}}$
- Correas de cumbrera y extremas de la longitud con carga L_I : $P/2 = \mathbf{101.25 \text{ kg}}$
 s : separación entre celosías (pórticos), $s = 6 \text{ m}$
 s_c : separación entre correas, $s_c = 2.5 \text{ m}$

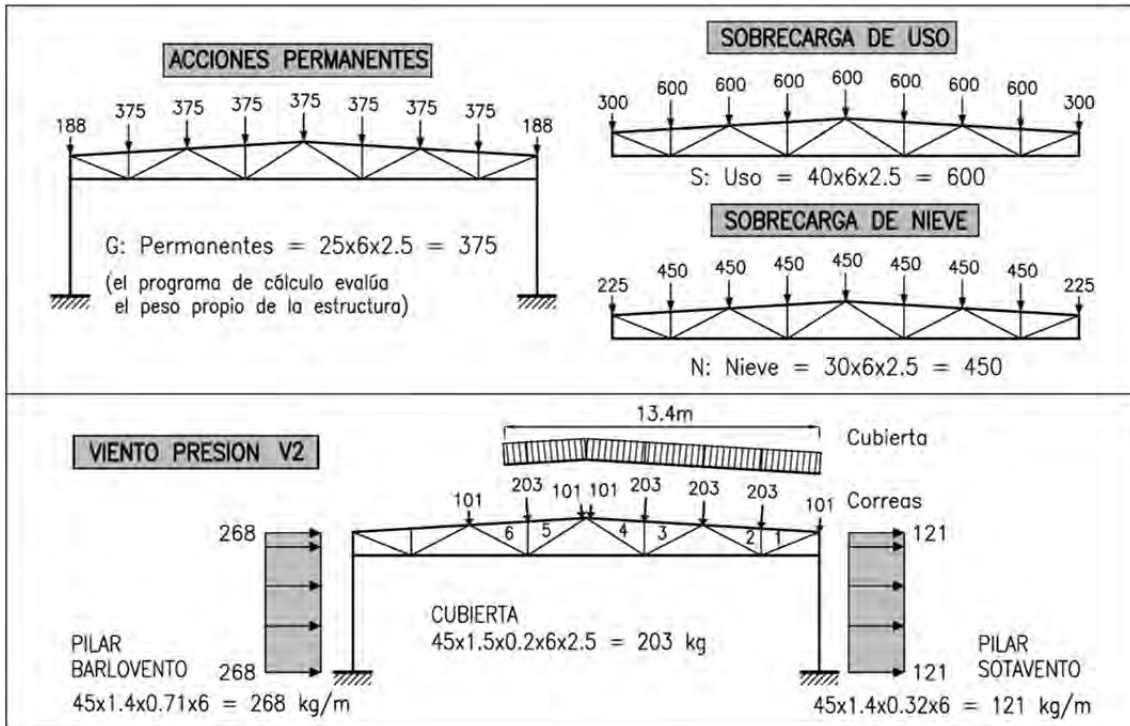


Figura 11.4: Cargas puntuales en nudos debidas a las hipótesis de carga

11.2.2.2- Succión en cubierta V1

Debido a su evaluación es muy laboriosa, no se va a considerar en el cálculo esta hipótesis ni la combinación que de ella se deriva ($0.8 \cdot G + 1.5 \cdot V1$).

El problema consiste más propiamente en una posible excesiva esbeltez lateral del cordón inferior más que en el valor de la compresión, que es en general muy pequeña. Por esta razón, el cordón inferior se va a comprobar a pandeo imponiendo una esbeltez límite:

- 1) La esbeltez reducida en el plano lateral: $\bar{\lambda}_z \leq 2$.

La longitud a considerar en el pandeo lateral es $L = 0.3 \cdot \text{Luz}$ (celosía unida rígidamente al pilar y correas continuas)

- 2) La esbeltez reducida en el plano principal: $\bar{\lambda}_y \leq 2$.

La longitud a considerar en el pandeo lateral es la separación entre nudos. Conviene un perfil rectangular dispuesto en *apaísado*, pero no demasiado rectangular porque perjudicaría la resistencia al pandeo en el plano de la celosía

Esta simplificación sólo es válida en naves cerradas convencionales de pequeñas o medianas dimensiones. En construcciones con huecos, abiertas, muy ligeras de peso de cubierta (tanto de material de cubrición como de la propia estructura), grandes luces, cubiertas *colgantes*, marquesinas, será necesario considerar en el cálculo esta hipótesis.

11.2.3 COMBINACIONES

Es necesario en este Apartado añadir para la celosía dos combinaciones en las que el viento es la acción variable principal.

Además de las combinaciones definidas para el caso del pórtico, se ha añadido una más en estado límite último y su equivalente en estado límite de servicio, con el viento V2

como acción variable principal. En un pórtico no suele provocar los peores esfuerzos. En cambio en una estructura con celosía, ocasiona los mayores flectores en pilares.

En la Tabla 11.1 se resumen las combinaciones en las que se ha reseñado en negrita la acción variable principal de cada una.

	Designación	G	S	N	V2
E.L.U.	Comb1	1.35	1.50	0.75	
	Comb2	1.35	1.50	0.75	0.90
	Comb3	1.35		0.75	1.50
E.L.S.	ELS-1	1.00	1.00	0.50	
	ELS-2	1.00	1.00	0.50	0.60
	ELS-5	1.00		0.50	1.00

Tabla 11.1: Combinaciones de carga para la celosía del proyecto

Comentarios:

- *Combinación 1*: Combinación utilizada para chequear la estructura o predimensionar las barras de la celosía. Si la estructura es simétrica los resultados también lo son
- *Combinación 2*: proporciona los mayores axiles en las barras de la **celosía**
- *Combinaciones 2, 3*: cualquiera de ellas proporcionará el mayor índice resistente en **pilares** Las diferencias entre ellas suelen ser pequeñas. La peor puede ser la de mayor flector, que es la Combinación 3, con el viento como acción variable principal y sin sobrecarga de uso.

No siempre está claro, ya que puede ser superada por otra de bastante mayor axil de compresión como es la Combinación 2, debido a que la sobrecarga de uso es la acción variable principal

- *ELS-1, ELS-2 y ELS-3*: son las combinaciones en estado límite de servicio para comprobar la apariencia. Es habitual que sea peor la ELS-2 para la **flecha vertical** de la celosía y la ELS-3 respecto al **desplome** de pilares

11.3 - Modelización de la estructura

Las razones que, de acuerdo a la EAE, se dan en este Apartado en relación al modelo de cálculo estructural, no será necesario citarlas en un Anejo, pues coinciden con la práctica habitual para esta tipología estructural.

11.3.1 DEFINICIÓN DE NUDOS Y APOYOS

Los nudos definen los extremos de las barras. Los cordones son continuos. El cordón superior es una única pieza desde el pilar hasta la cumbrera. El cordón inferior es continuo entre pilares.

En algunos programas de cálculo los cordones pueden definirse como una barra única. En este texto se define por tramos, de nudo a nudo (Figura 11.1). Es el mismo caso de los soportes, que se componen de 2 tramos al prolongarse hasta el cordón superior.

Todos los nudos de la estructura se consideran rígidos. Para la celosía, es la situación más aproximada a la realidad, ya que en las uniones unos perfiles son continuos y otros se sueldan, bien directamente o mediante cartelas o rigidizadores. La consecuencia es que, en el cálculo con programa, aparecerán axiles y flectores en las barras.

Las bases de los pilares se encuentran **empotrados** en la cimentación. Otro modelo estructural distinto consiste en proyectar apoyos articulados. La estabilidad debe asegurarse con una unión rígida de ambos cordones con el pilar.

11.3.2 COMPORTAMIENTO DE LA CELOSÍA

Según la teoría de estructuras y la EAE, para una estructura isostática de cubierta de una nave (cargas ligeras), con barras esbeltas (largas y delgadas), nudos no excesivamente rígidos, cargas sobre los nudos, triangulación regular y ángulos entre las barras superiores a 30°, la hipótesis de NUDOS ARTICULADOS es perfectamente válida, por lo que las barras trabajan preferentemente a axil, pudiéndose **despreciar** los momentos. Se evitarán las excentricidades en los nudos (las directrices de las barras se cortan en un único punto).

Cuando se realizan cálculos manuales, la simplificación que se deriva de la hipótesis anterior facilita de forma muy significativa la labor de cálculo y dimensionado. El dimensionado de una barra a axil simple es mucho más sencillo que el dimensionado a flexión compuesta.

Estas condiciones no se verifican totalmente en la estructura analizada por dos motivos:

- Muchas diagonales tienen ángulos con los cordones inferiores a 30°, especialmente los más cercanos a los pilares
- El conjunto estructural es hiperestático porque forma un marco o pórtico plano de nudos rígidos. Los nudos de las barras extremas de la celosía al unirse al pilar, presentan una cierta rigidez, debida a su vez a la elevada rigidez del pilar. Éste transfiere flectores significativos a las barras extremas de la celosía

En este texto prima la sencillez del cálculo siempre que sea posible su aplicación.

Por tanto **se van a seguir las siguientes reglas**, generalmente extensibles a celosías de luces pequeñas y medias:

- El dimensionado de todas las barras que no estén directamente unidas al pilar se realizará a tracción o compresión pura, según el caso
- El dimensionado de diagonales y montantes se efectúa a axil simple
- Respecto a los extremos de los cordones que se unen al soporte, aunque no es habitual que sean los tramos más desfavorables respecto al dimensionado, se comprobarán a flexión compuesta. En los elementos a flexocompresión se aplicará el Método 2 de la EAE.

Se considera que la cubierta forma un diafragma rígido a efectos de limitar el pandeo lateral del cordón superior comprimido.

11.4 - Tipos de barras

Mediante un dibujo se establece el tipo, dimensión y posición de los perfiles de las barras

11.4.1 PREDIMENSIONADO

Para una estructura de nudos articulados y cargas aplicadas en los nudos, el esfuerzo principal de las barras es el **axil** (momentos despreciables).

Si la estructura es isostática, además los axiles no dependen de las características mecánicas de las barras, sólo dependen de las geometrías de la celosía y las cargas.

CELOSIA:

Aunque sus nudos sean rígidos y esté unida rígidamente al pilar, puede considerarse una estructura bastante isostática. Los esfuerzos más importantes, los axiles, coincidirían en gran medida con los que se hubiesen obtenido con cualquier método de cálculo de estructuras trianguladas articuladas (método de los nudos, de las secciones).

En este caso, los esfuerzos **NO DEPENDEN** de las características mecánicas de la sección (área e inercia). Tras realizar un primer predimensionado, los **axiles no van a experimentar cambios significativos si se modifican los perfiles de las barras**. Este hecho simplifica en gran medida la labor de cálculo y dimensionado.

PILAR:

Su comportamiento se encuentra entre el de una viga en voladizo (isostático) y el pilar de un marco o pórtico plano rígido (hiperestático). La flexión depende de las propiedades geométricas del perfil del pilar (relación de rigidices pilar/celosía). Debemos **repetir el cálculo si se cambia por otro perfil** a la hora de dimensionar.

11.4.2 SELECCIÓN DE PERFILES

Se ha seleccionado como tipo de perfil, el tubo estructural cuadrado o rectangular.

Los perfiles que se han seleccionado para la celosía son (Figura 11.5):

- Cordón superior: **#120x4**. Barra comprimida en la que la separación entre nudos es igual a la separación entre correas. El perfil más adecuado es el perfil tubular cuadrado
- Cordón inferior: **#120x80x4**. Barra a tracción (excepto los extremos que tienen una pequeña compresión). Debido a la succión del viento (hipótesis V1) puede estar débilmente comprimido una gran longitud, por lo que resulta adecuado un perfil rectangular dispuesto de plano (o en *apaisado*)
- Diagonales extremas (las dos primeras barras en cada extremo): **#100x80x3**, colocadas en *apaisado*
- Diagonales centrales y montantes: **#60x3**

El número de perfiles diferentes (4 tipos) es suficiente y conviene no superarlo, para no complicar la ejecución. Por ejemplo, incluso puede plantearse igualar las diagonales extremas al perfil del cordón inferior. El cambio de peso de la celosía es pequeño.

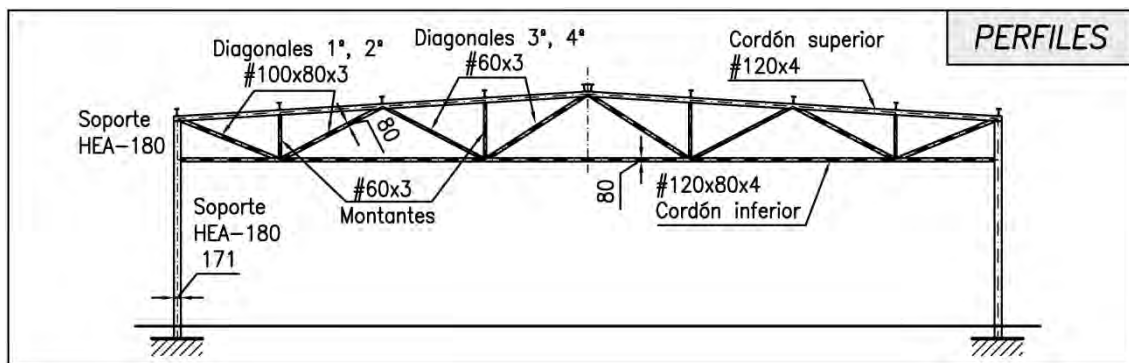


Figura 11.5: Perfiles con los que se ha predimensionado la estructura

Es **IMPORTANTE** resaltar que el valor de la inercia a adoptar en el cálculo, para secciones rectangulares, depende de cómo se sitúe su sección. Dado que es habitual que el cordón inferior y las diagonales se coloquen "*en apaisado*" (presentando el lado menor en la vista frontal sobre el plano de la celosía o alzado), la inercia se toma en el cálculo estructural respecto al **eje "z"** (eje paralelo al lado menor), es decir, la inercia inferior entre ambas $I_z < I_y$.

Si se desea tener una idea orientativa del axil máximo en los cordones (con objeto de un predimensionado), podría considerarse (Método de *Cullman-Ritter*, con mayor error según aumente la pendiente de la cubierta) que sobre la sección central de la celosía actúa un momento de valor máximo $M \approx q \cdot L^2 / 8$, siendo "q" la carga en kg/ml en la cubierta y "L" la luz de la celosía. Los valores de los axiles máximos a tracción o compresión serían: $N \approx \pm M/h$, siendo *h* el canto central de la celosía.

Como perfil de los soportes se elige un **HEA-180** con disposición similar a los pilares del pórtico a dos aguas (el eje local y perpendicular al plano de la estructura). Otras alternativas son el perfil HEB, de peor rendimiento pero mejor disponibilidad; 2IPE (en cajón) equivalente a las H pero con algo más de estabilidad lateral, 2UPN en cajón (buena apariencia).

Los desplazamientos de los nudos son siempre **DEPENDIENTES** de las propiedades mecánicas de las barras, luego sólo pueden conocerse tras repetir el cálculo con los perfiles definitivos. El predimensionado de perfiles se refleja en la Figura 11.5.

11.5 - Cálculo y resultados de esfuerzos

Se incluyen en el Anejo gráficos o tablas con los resultados de esfuerzos (axiles y flectores) de las barras de la celosía, clasificados por tipos de barras, y de los pilares.

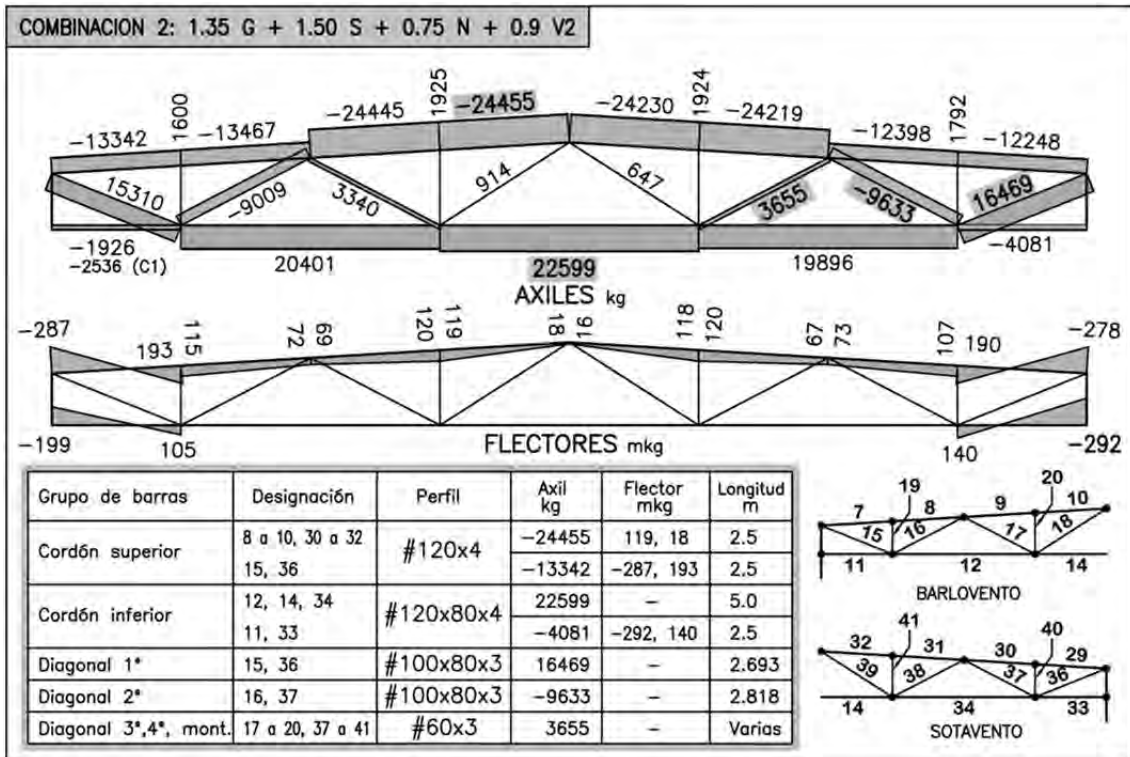


Figura 11.6: Esfuerzos axiales y flectores más destacados para las barras de la celosía

11.5.1 CELOSÍA

Con los resultados obtenidos con el programa, se representan las leyes de axiles y de flectores pertenecientes a la Combinación 2 que es la que presenta los máximos esfuerzos (Figura 11.6). Respecto a los flectores, solo se incluyen los más significativos.

Se destaca, en **negrita**, el máximo esfuerzo para cada grupo de barras (cordón superior, cordón inferior, diagonales 1º, 2º, centrales y montantes) necesario para el dimensionado o comprobación del perfil asignado.

Comentarios:

1).-La **combinación 2** ($G \times 1.35 + S \times 1.5 + N \times 0.75 + V2 \times 0.9$) presenta los mayores axiles y flectores en todas las barras de la celosía (excepto en un extremo del cordón inferior)

2).-**Cordón superior:**

- Se encuentra a compresión, con un axil máximo de $N = -24455$ kg.

- Los momentos secundarios son pequeños en las barras intermedias pero de cierta magnitud en las extremas en la unión al pilar, alcanzando -278 kgm. Se debe a:
 - La unión rígida al pilar ofrece una cierta coacción al giro en el apoyo
 - La pequeña inclinación de la última diagonal

Si se tienen dudas sobre la importancia de los flectores secundarios, simplemente se tendrán en cuenta en el dimensionado de perfiles, como es el caso de las barras que se unen al pilar. Para el resto de barras de la estructura, los momentos obtenidos son de escasa magnitud y se desprecian.

No es normal que el momento dé lugar a tensiones elevadas en celosías ligeras. Si ocurre se recomienda revisar la estructura: acciones, perfiles, triangulaciones, etc., por si existe algún error en los datos, o el diseño es inapropiado (ángulos pequeños entre barras, gran inercia de los perfiles, triangulación irregular, etc.).

3).-Cordón inferior:

- Se encuentra a tracción, con un axil máximo de $N = +22599$ kg. Se exceptúa la últimas barras que se unen al pilar, que está comprimida ($N = -4081$ kg). Si se tratara de una celosía simplemente apoyada al pilar, el axil de esta barra sería prácticamente nulo. En este caso, es la fuerza inferior del par que proporciona el flector de empotramiento en los extremos de la celosía
- Los momentos son despreciables salvo las de los extremos que llegan a 292 kgm

4).-**Diagonales:** la extrema a tracción es la más solicitada ($N = +16469$) ya que es la prolongación del cordón inferior. En la siguiente diagonal comprimida desciende bastante el axil ($N = -9633$). El resto de diagonales y montantes tienen axiles bajos.

11.5.2 PILARES

Se representan, para las combinaciones 2 y 3, las leyes de flectores y axiles (Figura 11.7).

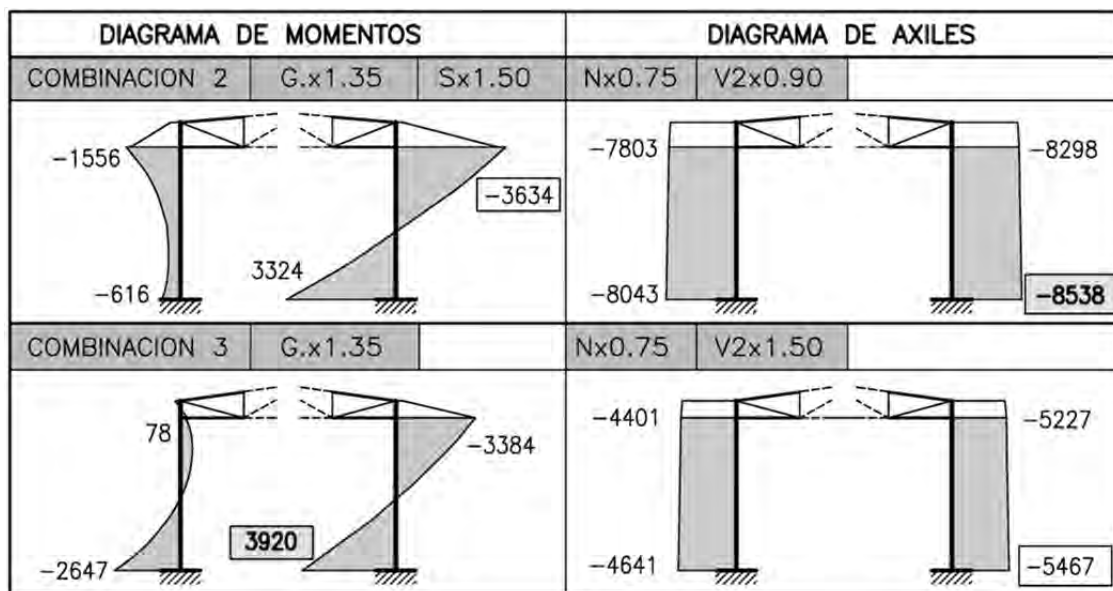


Figura 11.7: Esfuerzos flectores y axiles para los pilares

Flectores:

Inferiores al (menos que la sexta parte). Siguen siendo los esfuerzos más influyentes pero en menos cuantía que en los pórticos rígidos a dos aguas.

Los flectores máximos ocurren en el pilar a sotavento, donde coinciden el signo de la ley de momentos debida a las cargas verticales y la debida al viento. Si bien la ley es

parabólica, debido a la carga uniforme del viento, cuando los flectores tienen signos opuestos en extremos, se aproxima bastante a una ley lineal.

El máximo pertenece a la combinación 3 cuando el viento es la acción variable principal.

Axiles:

Los diagramas tienen una ligera variación lineal (debida al peso propio del pilar HEA-180, 240 kg), con el valor máximo en la base. La combinación 2 da el valor máximo, suma de las cargas gravitatorias y la componente vertical del viento de presión en cubierta.

Será necesario probar en el dimensionado con ambas combinaciones, pues al presentarse el máximo esfuerzo en cada una de ellas, desconocemos *a priori* cual es la más desfavorable.

Comprobaciones:

- Las leyes de esfuerzos deben de presentar un aspecto similar a la Figura 11.6 para la celosía y Figura 11.7 para los pilares. Si se dan condiciones de simetría (Comb1), todos los resultados deberán serlo también

- Comprobación de reacciones:

- (3) La suma de la componente **vertical** de las **cargas** debe coincidir con la **reacción vertical** total de la estructura (también con la suma de **axiles** de pilares):

Cargas verticales totales. Se elige la Comb. 2: $1.35 \cdot G + 1.5 \cdot S + 0.75 \cdot N + 0.9 \cdot V_2$

$$Q = [(G + G_{Est}) \cdot 1.35 + N \cdot 0.75 + S \cdot 1.5] \text{ kg/m}^2 \cdot s \cdot \text{Luz} + 0.9 \cdot q_d \cdot C_e \cdot C_p \cdot L_i \cdot s$$

$$Q = [(25 + 9.5^{(1)}) \cdot 1.35 + 30 \cdot 0.75 + 40 \cdot 1.5] \text{ kg/m}^2 \cdot 6 \text{ m} \cdot 20 \text{ m} + 0.9 \cdot 45 \cdot 1.5 \cdot 0.2 \cdot 13.4 \cdot 6$$

$$Q = 15489 + 977 = \mathbf{16466 \text{ kg}}$$

- (¹) Es el peso de la estructura que puede conocerse mediante el programa de cálculo. Ver 17.8.2: $1140 \text{ kg} / (20 \text{ m} \cdot 6 \text{ m}) = 9.5 \text{ kg/m}^2$

Se compara con GlobalFZ (Comb2) o con la suma de axiles en base de pilares:

$$\text{GlobalFZ}_{\text{Comb2}} = \mathbf{16581 \text{ kg}}$$

$$N_{\text{pilar, base, Bar}} + N_{\text{pilar, base, Sot}} = 8043 + 8538 = \mathbf{16581 \text{ kg}}$$

La diferencia entre el valor real (manual) Q y el introducido en el programa GlobalFZ_{Comb2}, se debe al redondeo que se realizó al definir las cargas de presión de viento en cubierta. La diferencia es siempre menor que P = 202.5 kg (carga puntual por correa), lo cual es totalmente aceptable.

- (4) La suma de la componente horizontal de las cargas debe ser la reacción horizontal total que se han obtenido mediante el cálculo con programa:

Cargas horizontales totales, se elige la Comb. 2: $1.35 \cdot G + 1.5 \cdot S + 0.75 \cdot N + \mathbf{0.9 \cdot V_2}$

Sólo la carga de viento ocasiona componentes horizontales (X) de la carga:

$$\text{Viento en pilares: } \cdot h_{\text{pilar}} \cdot (q_{\text{Barlov.}} + q_{\text{Sotav.}}) = 6 \cdot (268 + 121) = 2334 \text{ kg}$$

Viento en cubierta. La longitud con viento a barlovento es $L_{\text{barlov}} = 3.4 \text{ m}$ cuya componente horizontal se contrarresta con la misma longitud a sotavento. Lo que resta:

$$(Luz/2 - L_{\text{barlov}}) \cdot q_{\text{cubierta}} \cdot \text{sen } \alpha = (10 - 3.4) \cdot 81 \cdot \text{sen } \alpha = 81 \cdot 6.6 \cdot 0.06 = 32$$

La componente horizontal total, suma de la anteriores, vale:

$$H = 0.90 \cdot [(2334 - 32)] = 2072 \text{ kg}$$

Se compara con la reacción horizontal total según GlobalFX y Comb2:

$$\text{GlobalFX}_{\text{Comb2}} = 2079 \text{ kg (Ok.)}$$

La pequeña diferencia se debe al redondeo en la distribución de viento en cubierta.

- Comprobación de esfuerzos:

(5) **Comprobación aproximada** del axil máximo de los cordones:

$$q = [(25+9.5) \cdot 1.35 + 30 \cdot 0.75 + 40 \cdot 1.5] \text{ kg/m}^2 + 0.9 \cdot 45 \cdot 1.5 \cdot 0.2 \cdot (13.4/20) = 137.2 \text{ kg/m}^2$$

$$M = \frac{q \cdot s}{8} \cdot Lu^2 = \frac{137.2 \cdot 6}{8} \cdot 20^2 = 41165 \text{ mkg}$$

$$N_{\text{cordones}} \approx \frac{M}{h} = \frac{41165}{1.6} = 25727 \text{ kg}$$

Se obtuvo con el programa **-24455** kg en el cordón superior.

Esta expresión es **aproximada** porque corresponde a una celosía de cordones **paralelos** (canto fijo) articulada a los pilares, sin considerar la rigidez de la misma en los extremos. El nivel de coincidencia de ambos valores se juzga aceptable.

11.6 - Criterios de dimensionado

Brevemente se indica el método de dimensionado en cada caso entre las diferentes alternativas que ofrece la EAE. Se preparan los grupos de barras a dimensionar.

11.6.1 INFLUENCIA DE LA MODIFICACIÓN DE PERFILES

Es importante destacar que los esfuerzos en las barras de la **celosía prácticamente no dependen** del perfil asignado (salvo cambios importantes), por lo que no será necesario repetir el cálculo de esfuerzos. Por ello, un perfil propuesto inicialmente se modifica tras efectuar el dimensionado, no será preciso volver a calcular la estructura y repetir el dimensionado. Los nuevos esfuerzos serán muy similares. En cambio, si se cambia el perfil de los pilares, se deberá recalcular la estructura para volver a dimensionar el pilar.

Las deformaciones se calculan con perfiles definitivos. En proyectos reales se aconseja que en el Anejo figuren los esfuerzos correspondientes al dimensionado definitivo de todas las barras.

11.6.2 METODOLOGÍA PARA EL DIMENSIONADO DE UNA CELOSÍA

A diferencia del pórtico, el dimensionado de la celosía se caracteriza por el mayor número de barras y combinaciones existentes. La labor se facilita si se realiza el cálculo con un programa o mediante una hoja de cálculo. Respecto a un cálculo manual, es necesario establecer criterios para localizar los peores casos y reducir el tiempo y esfuerzo invertido.

- ❶ Agrupar barras de características similares (mismo perfil, tipo de esfuerzo) (Tabla 11.2)
- ❷ Obtener los esfuerzos más desfavorables:
 - Tracción: mayor valor
 - Compresión: mayor valor o mayor esbeltez
 - Flexión compuesta: axil máximo, flector máximo u otra combinación de esfuerzos elevados aunque no sean máximos. Si existen dudas, comprobar cada caso
 - ✓ Los esfuerzos deben pertenecer a la misma combinación
 - ✓ En las comprobaciones a pandeo los esfuerzos deben pertenecer a la misma barra
 - ✓ En las comprobaciones de resistencia deben pertenecer a la misma sección

- ③ Si se modifica el perfil del pilar, recalculer la estructura, obtener los nuevos esfuerzos en el pilar y comprobar el perfil
- ④ Comprobar **deformaciones** con los perfiles definitivos

11.6.3 MÉTODOS DE DIMENSIONADO

La EAE ofrece distintas alternativas de métodos para verificar el dimensionado de las barras. Según el tipo de barra y esfuerzo, buscando la mayor simplicidad (se trata de cálculos manuales), se realiza, por ejemplo, la siguiente selección de métodos:

Grupos de barras	Tipo de esfuerzo	Tipo de barra	Método
Cordón superior	Compresión	Excepto extrema	Pandeo por compresión simple
	Flexocompresión	Extremas	Método 2. Método aproximado (1)
Cordón inferior	Tracción (V2)	Excepto extrema	Tracción simple
	Compresión (V1)	Toda la longitud	Comprobación de esbeltez (1)
Barras del alma	Tracción	Extrema (1°)	Tracción simple
	Compresión	2° diagonal	Compresión simple
	Axil	Resto diag. y mont.	Tracción/compresión, según caso
PILARES	Flexocompresión	Tramo inferior	Método 2. Método aproximado (1)

Tabla 11.2: Grupos de barras, tipo de esfuerzos y de barra y método de dimensionado

(1) No suele ser determinante. Consiste en una comprobación a pandeo (Método 2) y otra a resistencia (Método aproximado)

11.6.4 INDICE RESISTENTE

Una estructura en celosía presenta unas características diferentes respecto a un pórtico a dos aguas, lo que modifica los criterios en relación al índice resistente más adecuado a adoptar para cada grupo de barras (en todo caso no debe ser superior a 1):

- Es una estructura más ligera en la que minimizar el peso de acero empleado no es tan importante. Se pueden tolerar índices más bajos
- En el cálculo y dimensionado se aplican, de forma general, algunas simplificaciones adicionales que no se verifican escrupulosamente en todos los casos:
 - Se desprecian los fletores secundarios en muchas barras de la celosía, debidos a la rigidez de los nudos (se obtienen con un programa de cálculo) o por excentricidades de ejecución, muchas veces inevitables
 - Es habitual que las diagonales de perfil tubular se suelden directamente a una de las caras del cordón. La resistencia en esa zona de unión puede estar en peores condiciones que la resistencia de la barra. La EAE prescribe una serie de comprobaciones de las diagonales/montantes en su unión al cordón, que exceden los objetivos de este curso. Para ello es necesario seguir unas reglas de buena práctica
 - Los efectos de la succión del viento (V1) sólo se han considerado mediante una sencilla comprobación de esbeltez del cordón inferior en ambos planos

En este texto se adopta un valor menor del índice, entre **0.6 y 0.8** para elementos principales, inferior al pórtico. Las diagonales centrales y montantes, cuya repercusión en peso sobre la celosía es muy reducida, tienen axiles muy pequeños. No conviene que el perfil sea muy inferior a los cordones, aunque el índice resistente sea muy bajo.

11.6.5 CELOSÍA

A) **CORDON SUPERIOR (CS): Tubo #120x4**

N_{Ed}	-24455 kg	Axil de cálculo (Barra 10). Combinación 2. Barra de mayor compresión entre las barras 7 a 10, 29 a 32 (se desprecia el flector secundario, para simplificar el cálculo):
A	18.34 cm ²	Área de la sección recta del perfil tubo cuadrado #120x4
$i_y = i_z$	4.76 cm	Radio de giro respecto al eje fuerte y débil (Pandeo en el plano del pórtico y plano lateral respectivamente)
$\beta_y = \beta_z$	0.9	Coefficiente de pandeo para los cordones continuos de una celosía de tubo hueco en ambos planos
$L_{k,y}$	0.9·250.4 cm	Longitud de pandeo en el plano del pórtico: es la separación entre nudos de la triangulación de la celosía por β_y
$L_{k,z}$	0.9·250.4 cm	Longitud de pandeo en el plano lateral: al tratarse de una cubierta rígida, es la separación entre correas por β_z
f_{yd}	2619 kg/cm ²	Resistencia de cálculo a pandeo: $f_{yd} = f_y/\gamma_{M1} = 2750/1.05 = 2619$

1).-Esbeltesces reducidas:

$$\lambda_{cr} = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \cdot \sqrt{\frac{2.1 \cdot 10^6}{2750}} = 86.815$$

La comprobación **coincide** en ambos planos (igual longitud de pandeo y radio de giro).

Para cualquiera de los planos del pórtico (por ejemplo según y):

$$\lambda_y = \lambda_z = \frac{L_{ky}}{i_y} = \frac{0.9 \cdot 250.4}{4.76} = 47.34$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr}} = \frac{47.34}{86.815} = 0.545$$

2).-Coeficiente de pandeo χ_y : Tubo conformado en frío: **curva c** ambos planos ($\alpha = 0.49$)

$$\phi_y = 0.5 \cdot \left[1 + \alpha_y \cdot (\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = 0.5 \cdot \left[1 + 0.49 \cdot (0.545 - 0.2) + 0.545^2 \right] = 0.733$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0.733 + \sqrt{0.733^2 - 0.545^2}} = 0.817$$

3).-Comprobación a pandeo:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yd}} = \frac{24455}{0.817 \cdot 18.34 \text{ cm}^2 \cdot 2619} = 0.62 \leq 1$$

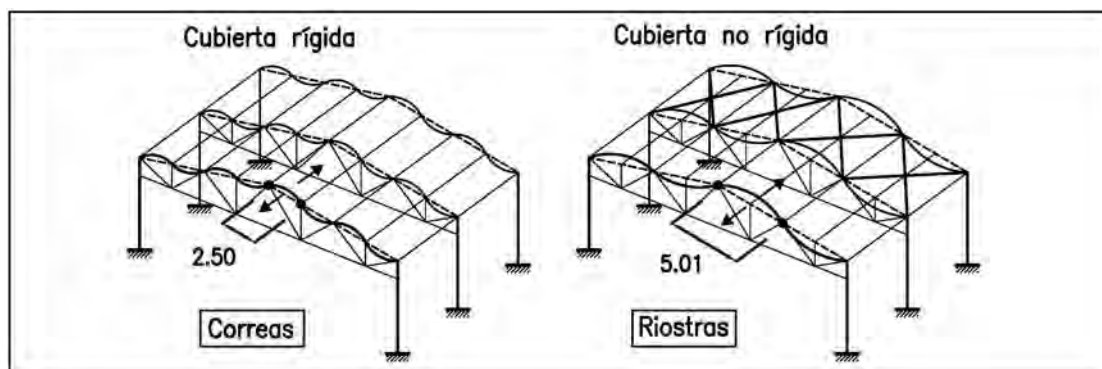


Figura 11.8: Longitud de pandeo lateral según el tipo de cubierta

Comentarios:

- 1) El índice resistente de **0.62** se estima adecuado, no siendo preciso cambiar el perfil. Si se ensaya un perfil #100x4, el índice aumenta a 0.85, lo que se considera excesivo
- 2) La comprobación a resistencia no es necesaria pues siempre es más favorable ($\chi \leq 1$)
- 3) Si no hay garantías de que la cubierta sea rígida, la longitud de pandeo lateral es mayor. En el caso de que cada Cruz de San Andrés de cubierta comprenda 2 correas, la esbeltez lateral es el doble. El coeficiente χ_z disminuye a 0.49, y el perfil no cumple $i = 1.04 > 1$). Se debe aumentar a un perfil rectangular en apaisado (#160x120x4)
- 4) La EAE indica que el pandeo lateral es la longitud teórica de la barra medida entre dos puntos fijos por existir un arriostramiento (9.8.2.2). En una cubierta de una nave dicho arriostramiento puede dar lugar a dos supuestos:
- 5) Si el cálculo se realiza teniendo en cuenta los flectores secundarios, el mayor índice corresponde a la barra 9 ($M = 120$ mkg) con $i = 0.68$, por encima de 0.62. Esto justifica disminuir el valor del índice práctico. Es el resultado que se obtiene con un programa

Tubo #120x4 (extremo C.S.) (Barra 7. Comb2. Barlovento) (*)

N_{Ed}	-13342 kg	Compresión de cálculo
$M_{y,Ed,j}$	-287 kg·m	Flector de cálculo máximo absoluto. No puede despreciarse, por el pequeño ángulo entre diagonal y cordón (22°) y la unión rígida al pilar
$M_{y,Ed,i}$	193 kg·m	Flector de cálculo en extremo opuesto de la barra
$W_{pl,y}$	77.8 cm ³	Momento resistente plástico. Clase 1.

1.- Esbeltez (47.34), esbeltez reducida (0.55) y coeficiente de pandeo (0.82), no se modifican

2.- **Coeficiente $c_{m,y} = 0.6 + 0.4 \cdot \psi \geq 0.4$:**

Pieza con distribución lineal de momentos y con $\beta \leq 1$ (intraslacional)

El flector en cada extremo vale $M_j = -287$ y $M_i = +193$, siendo $\psi = -193/287 = -0.672$

Como **$0.6 + 0.4 \cdot \psi \geq 0.4 = 0.6 + 0.4 \cdot (-0.672) = 0.331$** , entonces **$c_{m,y} = 0.4$**

3.- Coeficiente k_{yy} :

$$k_{yy} = c_{m,y} \cdot \left[1 + (\bar{\lambda}_y - 0.2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yd}} \right] = 0.4 \cdot \left[1 + (0.55 - 0.2) \cdot \frac{13342}{0.82 \cdot 18.34 \cdot 2619} \right] = 0.45$$

4.- Pandeo según el eje fuerte y-y:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yd}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{W_y \cdot f_{yd}} = \frac{13342}{0.82 \cdot 18.34 \cdot 2619} + 0.45 \cdot \frac{28700}{77.8 \cdot 2619} = 0.34 + 0.06 = 0.40 \leq 1$$

Pandeo según el eje débil z-z: no es necesario comprobarlo, $\chi_y = \chi_z$; $k_{zy} = 0.6 \cdot k_{yy}$

5.- Comprobación a resistencia:

$$\frac{N_{Ed}}{A \cdot f_{yd}} + \frac{M_{y,Ed}}{W_y \cdot f_{yd}} = \frac{13342}{18.34 \cdot 2619} + \frac{28700}{77.8 \cdot 2619} = 0.28 + 0.14 = 0.42 \leq 1$$

Comentarios:

- 1.- Es habitual que esta comprobación **no sea peor** que la de la barra más comprimida
- 2.- La comprobación a resistencia es más restrictiva que la de pandeo. Es de destacar la **gran influencia de c_{my}** . Es decir, una barra con momentos de distinto signo entre extremos, es más difícil que pandee
- 3.- Algún tubo es de Clase 3 (mayor delgadez de las paredes). En ese caso cambian los coeficientes de interacción $k_{zy} = 0.8 \cdot k_{yy}$ y debe utilizarse $W_{el,y}$ en lugar de $W_{pl,y}$

B) **CORDON INFERIOR (CI): Tubo #120x80x4** (en apaisado) Barras 11, 12, 14, 33, 34:**Procedimiento para dimensionar el cordón inferior:**

- 1.- Comprobar a tracción (Comb2).
- 2.- Comprobar la esbeltez en ambos planos (succión del viento V1):
 - Plano de la celosía: la mayor separación entre nudos (5 m)
 - Plano lateral: Longitud de pandeo aproximada de **0.3·Luz** para celosías unidas rigidamente al pilar y correas continuas (Luz = 20 m)

B1) Tracción máxima. Comb2

N_{Ed}	22599 kg	Axil de cálculo de tracción (Barra 14)
A	15.2 cm ²	Área de la sección recta del perfil tubo rectangular 120x80x4

$$\frac{N_{Ed}}{A \cdot f_{yd}} = \frac{22599}{15.2 \text{ cm}^2 \cdot 2619} = 0.57 \leq 1$$

B2) Comprobación de la esbeltez. V1 (succión del viento)**PANDEO EN EL PLANO DE LA CELOSIA**

i_z	3.28 cm	Radio de giro respecto al eje débil z por estar el tubo en apaisado (de plano). El eje z del perfil es perpendicular al plano de la celosía
$L_{k,z}$	0.9·500	Longitud de pandeo en el plano de la celosía. Es la mayor longitud entre las barras del cordón inferior, por el coeficiente β de pandeo para tubos

1.- Cálculo de la esbeltez:

$$\lambda_z = \frac{L_{k,z}}{i_z} = \frac{L \cdot \beta}{i_z} = \frac{0.9 \cdot 500}{3.28} = 137.2 \quad \rightarrow \quad \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_{cr}} = \frac{137.2}{86.815} = 1.58 \leq 2 \quad \text{Válido}$$

PANDEO EN EL PLANO LATERAL

i_y	4.50 cm	Radio de giro respecto al eje fuerte y por estar el tubo en apaisado (de plano). El eje y del perfil está contenido en el plano de la celosía
$L_{k,y}$	0.9·0.3·2000 = 540 cm	Longitud de pandeo en el plano lateral: <ul style="list-style-type: none"> ➤ La longitud a considerar a pandeo puede ser L = 0.3·Luz ➤ Coeficiente $\beta = 0.9$ de pandeo para cordones con perfil tubular

$$\lambda_y = \frac{L_{k,y}}{i_y} = \frac{L \cdot \beta}{i_y} = \frac{540}{4.50} = 120 \quad \rightarrow \quad \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_{cr}} = \frac{120}{86.815} = 1.38 \leq 2 \quad \text{Válido}$$

C) DIAGONALES (D) y MONTANTES (M)**C1) Diagonal primera (15, 36): Tubo 100x80x3 (Colocado en apaisado)**

N_{Ed}	16469 kg	Axil de tracción de cálculo para la combinación 2 y sotavento (36)
A	10.55 cm ²	Área de la sección recta del perfil tubo rectangular 100x80x3

$$\frac{N_{Ed}}{A \cdot f_{yd}} = \frac{16469}{10.55 \text{ cm}^2 \cdot 2619} = 0.60 \leq 1 \quad \text{Válido}$$

C2) Diagonal segunda (16, 37): Tubo Tubo 100x80x3 (Colocado en apaisado)

N_{Ed}	-9633 kg	Compresión de cálculo para la Comb. 2 y sotavento (37)
i_z	3.21 cm	Radio de giro respecto al eje débil (Pandeo plano de estructura)
$L_{k,z}$	0.9·282 cm	Longitud de pandeo en el plano de la celosía

Nota: Con este planteamiento no es necesario realizar la comprobación de pandeo lateral, pues al ser el radio de giro $i_y = 3.82$ cm mayor a i_z , la esbeltez será inferior.

1.- Obtención de las esbelteces reducidas para el plano del pórtico (según z):

$$\lambda_z = \frac{L_{k,z}}{i_z} = \frac{L \cdot \beta}{i_z} = \frac{0.9 \cdot 282}{3.21} = 79.07 \quad \rightarrow \quad \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_{cr}} = \frac{79.07}{86.815} = 0.91$$

2.- Obtención del coeficiente de pandeo: $\chi_z = 0.59$

3.- Comprobación de pandeo: $\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yd}} = \frac{9633}{0.59 \cdot 10.55 \text{ cm}^2 \cdot 2619} = 0.59 \leq 1$

C3) Resto de diagonales y montantes (17 a 20, 38 a 40) : Tubo 60x3

N_{Ed}	3655 kg	Tracción de cálculo de la diagonal más solicitada, 38
N_{Ed}	-1925 kg	Compresión de cálculo del montante más solicitada, 20
A	6.53 cm ²	Área de la sección recta del perfil tubo cuadrado #60x3
i_y	2.30 cm	Radio de giro, igual en ambas direcciones
L_{ky}	0.9·145 cm	Longitud de pandeo del montante comprimido (20)

1.- Comprobación diagonal:

$$\frac{N_{Ed}}{A \cdot f_{yd}} = \frac{3655}{6.53 \text{ cm}^2 \cdot 2619} = 0.21 \leq 1 \quad \text{Válido}$$

2.- Comprobación montante:

Obtención de las esbelteces reducidas (indistinto y ó z) :

$$\lambda_y = \frac{L_{k,y}}{i_y} = \frac{L \cdot \beta}{i_y} = \frac{0.9 \cdot 145}{2.30} = 56.74 \quad \rightarrow \quad \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr}} = \frac{56.74}{86.815} = 0.65$$

Obtención del coeficiente de pandeo: $\chi_y = 0.75$

Comprobación de pandeo: $\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yd}} = \frac{1925}{0.75 \cdot 6.53 \text{ cm}^2 \cdot 2619} = 0.15 \leq 1$

11.6.6 PILARES

PERFIL HEA-180 tal que el eje de mayor inercia (I_y) sea normal al plano de la celosía

Propiedades: Clase de sección: 1 (flexión y compresión). Flexocompresión: Clase 1

PERFIL	A (cm ²)	i_y (cm)	i_z (cm)	W_{pl} (cm ³)
HEA-180	45.3	7.45	4.52	324

Esfuerzos:

Los flectores y axiles en extremos de los pilares (Figura 11.7), se resumen en el siguiente cuadro. Los esfuerzos se han consignado en valor absoluto. Para cada combinación:

- En las comprobaciones de resistencia se usará M_{max} y $N_{[M_{max}]}$
- Para las de pandeo tomaremos M_{max} y N_{max}

	M_{max} Máximo de la barra	$N_{[M_{max}]}$ Misma sección que M_{max}	N_{max} Máximo de la barra
Comb. 2	3634	8298	8538
Comb. 3	3920	5467	

Procedimiento:

En este proyecto **no puede decidirse** a priori cual va a ser la peor:

- La Comb2 tiene mayor axil
- La Comb3 tiene mayor flector
- El flector tiene más influencia que el axil en el cálculo del índice (de 2 a 4 veces mayor)
- Sin embargo, la diferencia de axiles es bastante mayor que la de flectores

Comprobaremos las dos combinaciones.

Comprobación de resistencia

$$\frac{N_{Ed}}{A \cdot f_{yd}} + \frac{M_{Ed}}{W_{pl,y} \cdot f_{yd}} = i_N + i_M = i_{Total}$$

$$Comb2 \quad \frac{8298}{45.3 \cdot 2619} + \frac{3634 \cdot 100}{324 \cdot 2619} = 0.07 + 0.43 = 0.50 \leq 1$$

$$Comb3 \quad \frac{5467}{45.3 \cdot 2619} + \frac{3920 \cdot 100}{324 \cdot 2619} = 0.05 + 0.46 = 0.51 \leq 1$$

Comprobaciones a pandeo

1.- Esbelteces (P.P.: Plano pórtico ; P.L.: Plano lateral) y esbelteces reducidas:

P.P.: El pilar se divide en dos tramos. De la base al cordón inferior de la celosía, de 5.0 m, y el tramo hasta el cordón superior de la celosía, de 1.0 m.

P.L.: Similar al pórtico, el tramo inferior de 4 m hasta la primera correa y dos tramos de 1.0 m (separación de correas de fachada), hasta el zuncho de atado de pilares

$$P.P.: \lambda_y = \frac{\beta_y \cdot L_y}{i_y} = \frac{1.5 \cdot 500}{7.45} = 100.7 \quad ; \quad P.L.: \lambda_z = \frac{\beta_z \cdot L_z}{i_z} = \frac{1.0 \cdot 400}{4.52} = 88.5$$

$$P.P.: \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr}} = \frac{100.7}{86.815} = 1.160 \quad ; \quad P.L.: \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_{cr}} = \frac{88.5}{86.815} = 1.019$$

2.- Coeficientes reductores por pandeo:

Plano del pórtico: Curva de pandeo *según y-y* para $h/b < 1.2$: es la curva b, $\alpha_y = 0.34$

$$\phi_y = 0.5 \cdot [1 + 0.34 \cdot (1.16 - 0.2) + 1.16^2] = 1.335$$

$$\chi_y = \frac{1}{1.335 + \sqrt{1.335^2 - 1.16^2}} = 0.501$$

Plano lateral : Curva de pandeo *según z-z* para $h/b < 1.2$: es la curva c, $\alpha_y = 0.49$

$$\phi_z = 0.5 \cdot [1 + 0.49 \cdot (1.019 - 0.2) + 1.019^2] = 1.22$$

$$\chi_z = \frac{1}{1.22 + \sqrt{1.22^2 - 1.019^2}} = 0.529$$

3.- Coeficiente $c_{m,y}$: pilares de una estructura con $\beta \geq 1$, por lo que $c_{m,y} = 0.9$

4.- Coeficiente k_{yy} : para cada combinación, $\bar{\lambda}_y = 1.16$ *pero* $\bar{\lambda}_y \leq 1$:

$$(2) \rightarrow \text{Comb2}; (3) \rightarrow \text{Comb3}; \quad k_{yy} = c_{m,y} \cdot \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0.2) \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yd}} \right)$$

$$(2): k_{yy} = 0.9 \cdot \left(1 + (1 - 0.2) \cdot \frac{8538}{0.501 \cdot 45.3 \cdot 2619} \right) = 1.004$$

$$(3): k_{yy} = 0.9 \cdot \left(1 + (1 - 0.2) \cdot \frac{5467}{0.501 \cdot 45.3 \cdot 2619} \right) = 0.966$$

5.- Coeficiente k_{yz} :

$$(2): k_{yz} = 0.6 \cdot k_{yy} = 0.6 \cdot 1.004 = 0.602$$

$$(3): k_{yz} = 0.6 \cdot k_{yy} = 0.6 \cdot 0.966 = 0.580$$

6.- Pandeo según el eje fuerte y-y:

$$(2): \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yd}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{W_y \cdot f_{yd}} = \frac{8538}{0.50 \cdot 45.3 \cdot 2619} + 1.00 \cdot \frac{363400}{324 \cdot 2619} =$$

$$= 0.14 + 0.43 = 0.57 \leq 1$$

$$(3): \frac{5467}{0.50 \cdot 45.3 \cdot 2619} + 0.97 \cdot \frac{392000}{324 \cdot 2619} =$$

$$= 0.09 + 0.45 = 0.54 \leq 1$$

7.- Pandeo según el eje débil z-z

$$(2): \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yd}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{W_y \cdot f_{yd}} = \frac{8538}{0.53 \cdot 45.3 \cdot 2619} + 0.60 \cdot \frac{363400}{324 \cdot 2619} =$$

$$= 0.14 + 0.26 = 0.39 \leq 1$$

$$(3): \frac{5467}{0.53 \cdot 45.3 \cdot 2619} + 0.58 \cdot \frac{39200}{324 \cdot 2619} =$$

$$= 0.09 + 0.27 = 0.36 \leq 1$$

El mayor índice pertenece a la Comb2 y pandeo y-y: $i_{\max} = 0.57$ (Válido)

11.7 - Deformaciones

Se comprueban con perfiles definitivos, flecha vertical de la celosía y desplome de pilares.

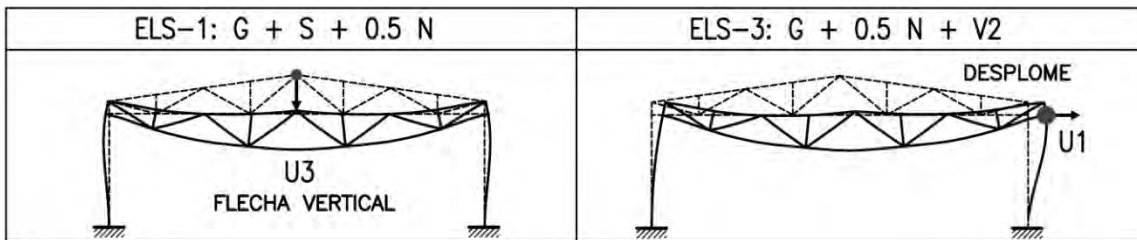


Figura 11.9: Deformada de una celosía sometida a cargas verticales (ELS-1) más viento (ELS-3)

Las limitaciones de flecha (EC-3, CTE), son las mismas que se aplicaron en el pórtico:

Apariencia:

- Flecha vertical: nudo de cumbrera o central del cordón inferior si existe. Limitación de $L/200$ siendo L la luz de la estructura. Para $L = 20$ m, la flecha límite es: 0.1 m
- Desplome o flecha horizontal: nudo extremo cordón inferior. Limitación de $h/150$ siendo h la altura del cordón inferior. Para $h = 5$ m, el desplome límite es: 0.033 m

Los resultados se recogen en el siguiente cuadro (Figura 11.10):

	Combinación	Nudo	Tipo de flecha	Comprobación
FLECHA VERTICAL para 20 m de luz	ELS-2	Cumbrera (8)	Absoluta	$3.51 \text{ cm} \leq 10 \text{ cm}$
			Relativa a la luz	$1/570 < 1/200$
FLECHA HORIZONTAL a 5.0 m de altura h_{pilar}	ELS-3	Esquina (24)	Absoluta	$1.82 \text{ cm} \leq 3.3 \text{ cm}$
			Relativa a h_{pilar}	$1/275 < 1/150$

Tabla 11.3: Comprobación de las deformaciones de la celosía.

Ambas comprobaciones se verifican de forma holgada.

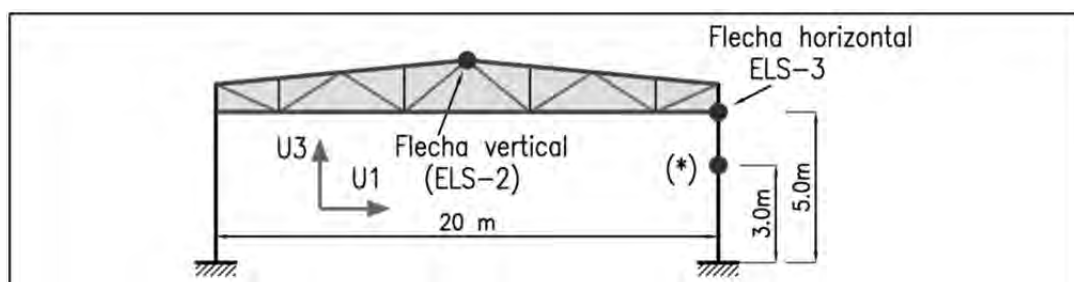


Figura 11.10: Deformaciones a comprobar. (*) En esta posición corresponde la comprobación de desplome respecto a la integridad del cerramiento en la estructura con altillo

11.8 - Dimensionado de un altillo (*)

Se redacta un Capítulo del Anejo para esta construcción. El cálculo y dimensionado de una estructura simple como un altillo puede hacerse de forma rápida manualmente. En el caso de varias alturas o vanos se recomienda el cálculo con programa, enlazando la estructura del recinto con la estructura principal, como es el caso habitual.

11.8.1 DESCRIPCIÓN

Consiste en un recinto cubierto en el interior de la nave. Se dispone en una de las esquinas. La superficie es de $6 \times 5 = 30 \text{ m}^2$ y la altura de 3 m.

Una de las estructuras portantes del altillo pertenece al mismo plano que el pórtico de la nave. Una jácena horizontal de 5 m. de luz (igual a la separación entre pilares del muro hastial) se articula en un extremo al pilar de fachada del pórtico, y en el otro extremo a un pilar interior. La otra estructura consiste en una jácena biarticulada entre el pilar de esquina de la nave y el primer pilar del hastial.

Esta estructura soporta un forjado unidireccional de viguetas pretensadas de 6 m. de longitud.

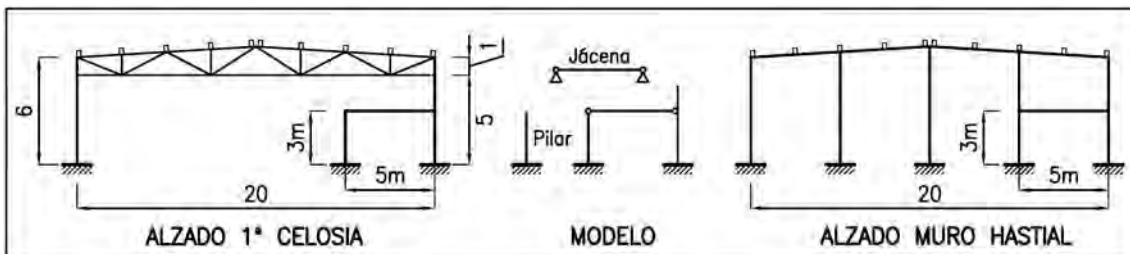


Figura Altillo-11.12: Dimensiones estructurales del altillo (m)

11.8.2 ACCIONES

a) Acciones permanentes G:

Forjado unidireccional de viguetas pretensadas de canto 22 cm, interejos 70 cm. Losa superior de espesor 5 cm ($25 \text{ kg/m}^2/\text{cm}$)	400 kg/m²
Previsión (*) pavimento (Baldosa cerámica 6 cm incluso relleno)	100 kg/m²
Previsión (*) tabiquería	100 kg/m²
Peso estructura	20 kg/m²
Total permanente	620 kg/m²

b) Sobrecarga de uso S

Según uso previsto	200 kg/m²
--------------------	-----------------------------

(*) Inicialmente no se va a colocar, pero se realiza por previsión de uso futuro. Por esta razón, la sobrecarga de uso admisible como altillo es superior al valor indicado

11.8.3 COMBINACIONES

E.L.U: $1.35 \cdot G + 1.5 \cdot S$

E.L.S.: $G + S$

11.8.4 TIPOS DE BARRAS

Jácena: IPE-300

Soporte: HEA-140

Zuncho de atado: IPE-220

11.8.5 CÁLCULO Y DIMENSIONADO

11.8.5.1- Acciones totales mayoradas

- Forjado. carga superficial: $Q = 1.35 \cdot 620 \text{ kg/m}^2 + 1.50 \cdot 200 = 1137 \text{ kg/m}^2$
- Forjado. carga lineal: $q = Q \cdot s/2 = 1137 \text{ kg/m}^2 \cdot 3 \text{ m} = 3411 \text{ kg/m}$

11.8.5.2- Cálculo y dimensionado

Se calcula con el modelo de jácena **nudos articulados**. El tipo de unión jácena-pilar se muestra en la Figura Altillo-11.13a. La articulación se consigue soldando no más de los 2/3 de la altura del alma h_w de la IPE-300 ($2/3 \cdot 249 = 166 \text{ mm}$).

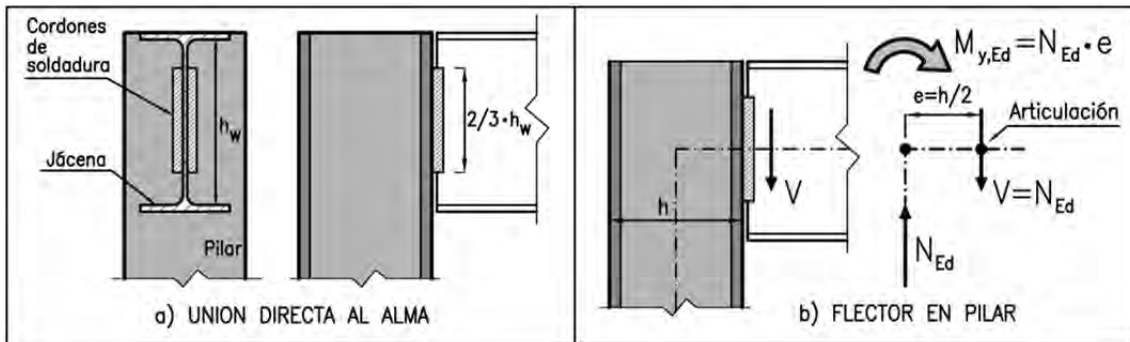


Figura Altillo-11.13: Dimensiones estructurales del altillo (m)

- **Jácena.** Para una carga mayorada $q = 3411 \text{ kg/m}^2$, 5 m de luz, el momento máximo es:

$$M = \frac{q \cdot L^2}{8} = \frac{3411 \cdot 5^2}{8} = 10659 \text{ mkg}$$

Para un perfil IPE-300, el índice resistente a flexión simple es:

$$i = \frac{M_{y,Ed}}{W_{pl,y} \cdot f_{yd}} = \frac{10659 \cdot 100}{628 \cdot 2619} = 0.65 \leq 1 \quad \text{Válido}$$

$W_{pl,y}$	628 cm^3	Momento resistente plástico respecto al eje "y" del perfil
------------	--------------------	--

Flecha vertical f ($q_{ELS} = 620 + 200 = 820 \text{ kg/m}^2$):

$$f = \frac{5 \cdot q_{ELS} \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_y} = \frac{5 \cdot 820 \text{ kg} \cdot \text{m}^2 \cdot 3 \text{ m} \cdot 5^4 \text{ m}^4}{384 \cdot 2.1 \cdot 10^{10} \text{ kg/m}^2 \cdot 8360 \cdot 10^{-8} \text{ m}^4} = 0.011 \text{ m} \rightarrow$$

$$f = 0.011 \text{ m} \rightarrow \frac{L}{400} = \frac{500}{400} = 1.2 \text{ cm} > 1.1 \text{ cm}$$

- **Pilar.** El axil N_{Ed} del pilar es la reacción vertical del extremo de la jácena:

$$N_{Ed} = \frac{q \cdot L}{2} = \frac{3411 \cdot 5}{2} = 8528 \text{ kg}$$

Flector provocado por la unión de la jácena al exterior del ala del pilar (Figura Altillo-11.13b). Se trata de una unión excéntrica que provoca un flector de valor:

Excentricidad: $e \approx h_{HEA-140}/2 = 133/2 \text{ mm} \approx 70 \text{ mm}$

$$M_{y,Ed} = N_{Ed} \cdot e = 8528 \cdot 0.07 \text{ m} = \mathbf{597 \text{ m} \cdot \text{kg}}$$

Para un perfil HEA-140 y pilar en voladizo, con una esbeltez lateral $\lambda_z = 2 \cdot 300/3.52 = 170$, esbeltez reducida $\bar{\lambda}_z = 170/86.815 = 1.96 \rightarrow \chi_z = 0.20$ (curva c).

El índice resistente, es suficiente calcularlo con la expresión simplificada:

$$i = \frac{N_{Ed}}{\chi_{\min} \cdot A \cdot f_{yd}} + \frac{M_{y,Ed}}{W_{pl,y} \cdot f_{yd}} = \frac{8528}{0.20 \cdot 31.4 \cdot 2619} + \frac{59700}{173.4 \cdot 2619} = 0.52 + 0.13 = 0.65 \leq 1 \quad \text{Ok.}$$

$W_{pl,y}$	173.4 cm^3	Momento resistente plástico respecto al eje "y" del perfil
------------	----------------------	--

No es necesario comprobar los pilares existentes que soportan las jácenas, siempre que sean bastante más robustos que la HEA-140. En cambio, si se hubiese elegido de pilar de la celosía un perfil ajustado como un HEA-160, éste debe comprobarse con la suma de los esfuerzos transmitidos por la cubierta y los debidos al altillo.

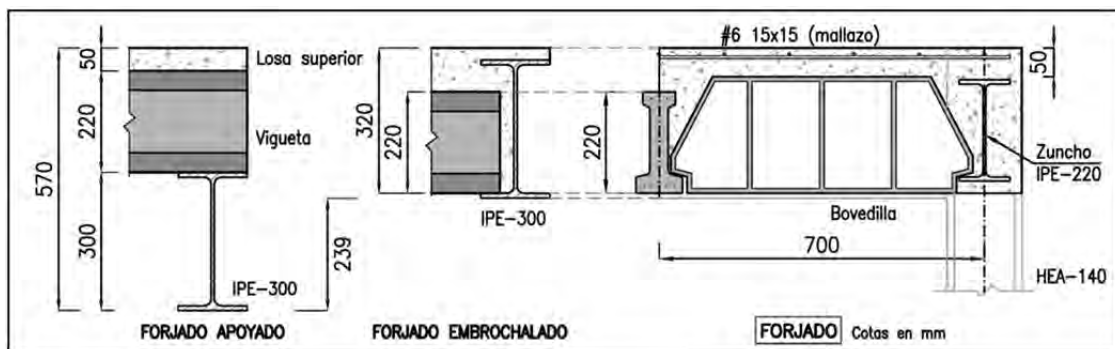


Figura Altillo-11.14: Forjado apoyado o embrochalado sobre la jácena

Constructivamente (Figura Altillo-11.14), el forjado apoyado sobre la jácena es sencillo de ejecutar (canto $22 + 5 \text{ cm}$). El forjado embrochalado (canto $22 + 10$) permite ganar altura (239 mm) al apoyar las viguetas sobre el ala inferior (o un angular si la jácena tiene mayor canto). La losa superior, en ambos casos, es de 5 cm . La bovedilla es de mayor altura en el forjado embrochalado.

12.- CALCULO DE CORREAS

12.1 - Datos de proyecto

La separación y reparto de correas está condicionada a la resistencia del material de cubierta, que puede consultarse en catálogos comerciales.

Su cálculo es simple y puede realizarse manualmente. En cambio su repercusión en la estructura es alta, ya que puede representar un tercio del peso en acero, por lo que estudiar la solución más adecuada entre varias es aconsejable. Se recomienda dimensionar este elemento antes de proceder al cálculo de la estructura principal, de esa forma se conoce de antemano su distribución y su peso.

Las correas (Figura 12.1) se pueden fabricar como vigas continuas, por lo que recorren longitudinalmente la nave, sin interrupción. En este caso es necesario dotar de continuidad a las correas, ya que su longitud está limitada por suministro y transporte (12 m). Por ejemplo, en el apoyo, se pueden *empalmar* dos correas mediante una chapa de continuidad soldada al ala superior, para transmitir las tracciones que provocan el momento negativo en el apoyo.

También pueden colocarse *simplemente apoyadas* (biarticuladas), pero el momento y sobre todo la flecha son superiores. El montaje es más sencillo.

Las correas se colocan apoyadas sobre el dintel del pórtico o en los nudos del cordón superior de la cercha. Para ello se dispone de un casquillo de angular u otro perfil para posicionarlas (*ejión*). No es habitual colocar las correas *entre* los pórticos (*embrochalar*), pues la puesta en obra es más laboriosa. Puede utilizarse en aquellos casos que se desee asegurar más la estabilidad lateral del dintel del pórtico o rigidizar el plano de cubierta.

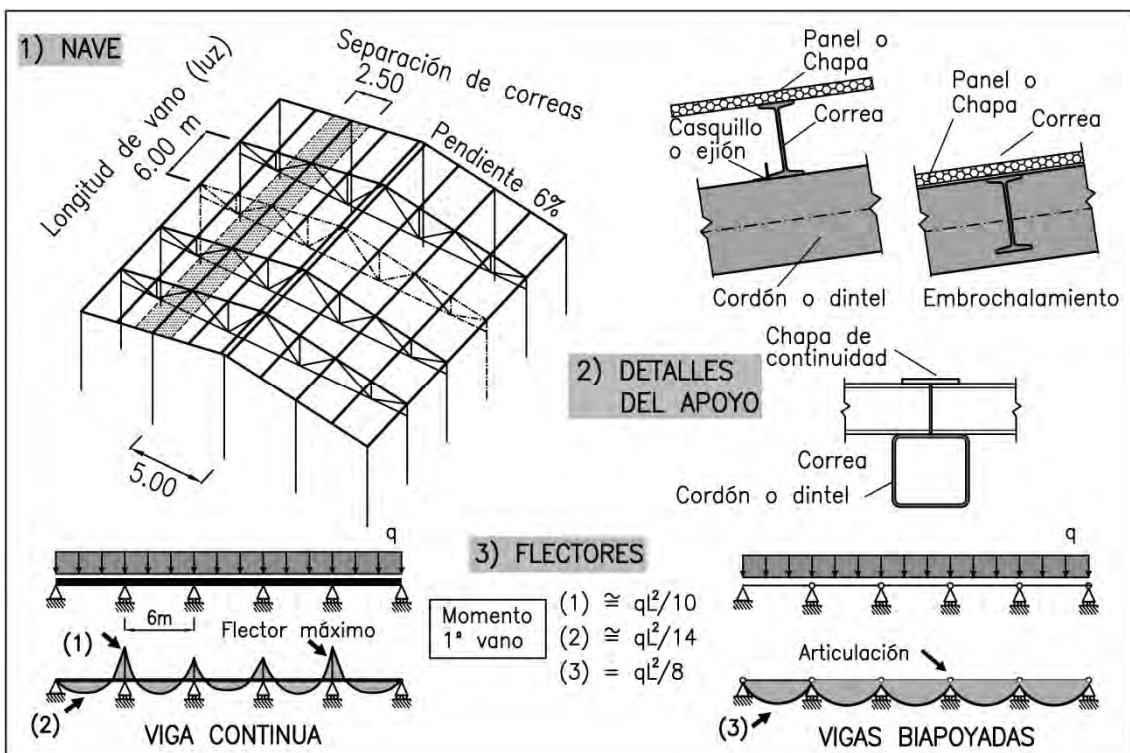


Figura 12.1: Correas de cubierta. Dimensiones y tipología

En otros Temas se ha explicado la notable influencia que tiene el tipo de cubierta y su unión a las correas en relación a la capacidad de arriostamiento de la misma.

También respecto al cálculo de correas tiene una gran importancia. Si el plano del faldón de cubierta es rígido, puede formularse la hipótesis de que es capaz de soportar esfuerzos en su plano. Este supuesto es más difícil de cumplir, ya que soportar acciones directas, debidas a las cargas exteriores, es más complicado de conseguir que soportar las acciones secundarias derivadas de contener el pandeo o vuelco lateral de vigas.

Se recomienda cautela, por lo que también se analizará lo que ocurre en el caso de que la cubierta no tuviese suficiente rigidez.

12.2 - Cálculo de correas

12.2.1 - CÁLCULO DE ACCIONES

La combinación de carga más desfavorable es habitualmente la debida a todas las acciones gravitatorias más viento de presión. Coincide con la **combinación 2** definida para el pórtico y celosía:

$$1.35 \cdot G + 1.50 \cdot S + 0.75 \cdot N + 0.90 \cdot V_2$$

Las cargas anteriores **no pueden sumarse** algebraicamente, ya que el viento V_2 , normal al faldón, no tiene la misma dirección que las cargas gravitatorias verticales. Será necesario sumarlas **vectorialmente**, mediante sus componentes referidas a un sistema de ejes común.

Si el perfil predimensionado para la correa no es el adecuado, un cambio de perfil afecta muy poco a la previsión de cargas realizada, y los esfuerzos casi no variarán.

En cumbrera se disponen dos correas sobre las que apoya el caballete de cumbrera. En los laterales además constituyen un apoyo del canalón si existe. Estas correas soportan alrededor de la mitad de carga vertical que el resto, aunque usamos el mismo perfil.

Las acciones superficiales sobre la correa son idénticas a las que se utilizaron para calcular el pórtico o celosía. Se recuerda que no incluyen acciones que se aplican más *abajo* de ellas, como el peso del pórtico o celosía ni la del falso techo.

12.2.2 - CÁLCULO DE ESFUERZOS

El modelo es una viga (continua o biapoyada), cargada uniformemente en todos los vanos. Será suficiente con obtener el momento flector máximo a partir del diagrama de momentos de la viga, ya que la sección es constante.

En una viga continua, el momento máximo suele producirse en el segundo apoyo (momento negativo). En una viga biapoyada, en el centro del vano (momento positivo). Se va a utilizar la siguiente expresión deducida de la Resistencia de Materiales:

$$M_{\max} = k \cdot q \cdot s_c \cdot L^2 \quad ; \quad M_{\max, V_2} = k \cdot q_e \cdot s_c \cdot L^2$$

k Coeficiente que depende del tipo de carga y número de vanos

Carga uniforme : k	1 ó 2 vanos	3 vanos	4 vanos	> 4
	0.125	0.100	0.107	0.106

q Carga superficial gravitatoria vertical que soportan las correas

q_e Presión estática del viento normal al faldón de cubierta: $q_e = (\psi_{0, V_2} \cdot \gamma_{V_2}) q_b \cdot c_e \cdot c_p$

q_b : Presión dinámica del viento

c_e : Coeficiente de exposición para la correa de mayor altura

c_p : Coeficiente de presión según zona eólica

s_c Separación entre correas

L Longitud del vano (o separación entre pórticos o celosías) ($L = s$)

Las cargas gravitatorias no coinciden con los ejes principales (y , z) de la sección. La presión del viento sigue la dirección negativa del eje z de la sección. Este tipo de flexión se denomina flexión *esviada*.

Gravitatorias:

- Flexión en el plano perpendicular al faldón : $M_y = M_{\max} \cdot \cos \alpha$
- Flexión en el plano paralelo al faldón : $M_z = M_{\max} \cdot \sin \alpha$

Viento:

- Flexión en el plano perpendicular al faldón : $M_{y,V2} = M_{\max,V2}$

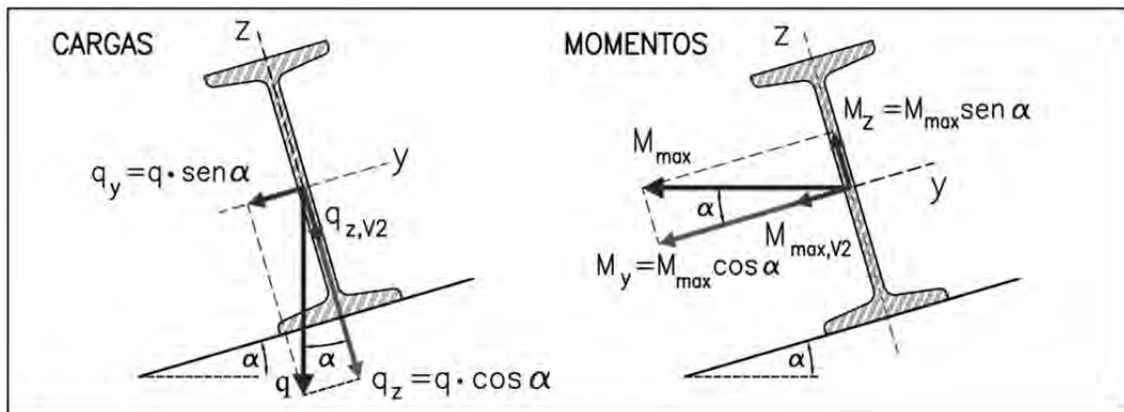


Figura 12.2: Flexión esviada en correas de cubierta

En la Figura 12.2 se observan dos representaciones de la flexión esviada que son equivalentes. En la primera se ha descompuesto la carga vertical o gravitatoria en dos componentes, una normal al faldón q_y y otra en su plano q_z .

La componente normal al faldón provoca el momento M_y y la componente contenida en el plano del faldón ocasiona el momento M_z . Este último aumenta según crece la pendiente, pero es pequeña para cubiertas de poca inclinación, como es habitual en naves.

- Flectores totales para el cálculo **cubierta no rígida**:

- Flexión en el plano perpendicular al faldón : $M_{y,T} = M_y + M_{y,V2}$
- Flexión en el plano paralelo al faldón : $M_{z,T} = M_z$

Si la correa se encuentra solidaria a la cubierta y ésta presenta rigidez en su plano, la **componente de la flexión en el plano del faldón M_z puede considerarse que es soportada por la cubierta**, ya que su propia rigidez impide que el esfuerzo pase a la correa. En esos casos puede prescindirse de M_z .

- Flectores totales para el cálculo **cubierta rígida**:

- Flexión en el plano perpendicular al faldón : $M_{y,T} = M_y + M_{y,V2}$
- Flexión en el plano paralelo al faldón : $M_z = 0$

Suele ocurrir cuando se emplea panel sándwich y en algunos casos con chapa simple de suficiente rigidez (la unión correa/chapa se realiza con suficiente número de tornillos autorroscantes firmemente colocados) y la pendiente es baja.

En el caso de faldones de elevada pendiente, cubiertas con bastantes discontinuidades (lucernarios) o simplemente cuando surjan dudas sobre rigidez de la cubierta (por ejemplo, montaje deficiente), se debe tener en cuenta la flexión lateral (en el plano paralelo al faldón). En este texto se recomienda verificarla siempre.

12.2.3 - TIPOS DE PERFILES

12.2.3.1- Perfiles de alma llena

- a) Un perfil bastante utilizado para correas entre las secciones laminadas es la serie IPE (cantos de 100, 120, 140 mm), preferido sobre la UPN. El perfil IPN tiene peor rendimiento que el perfil IPE, aunque también se utiliza bastante. Estos perfiles tienen en común que el momento resistente respecto al eje y (W_y) para resistir la flexión normal al faldón, es elevada. En cambio, el momento resistente según z (W_z) es bajo. Por ello en cubiertas de cierta pendiente no rígidas, las tensiones debidas al momento flector M_z pueden ser altas.

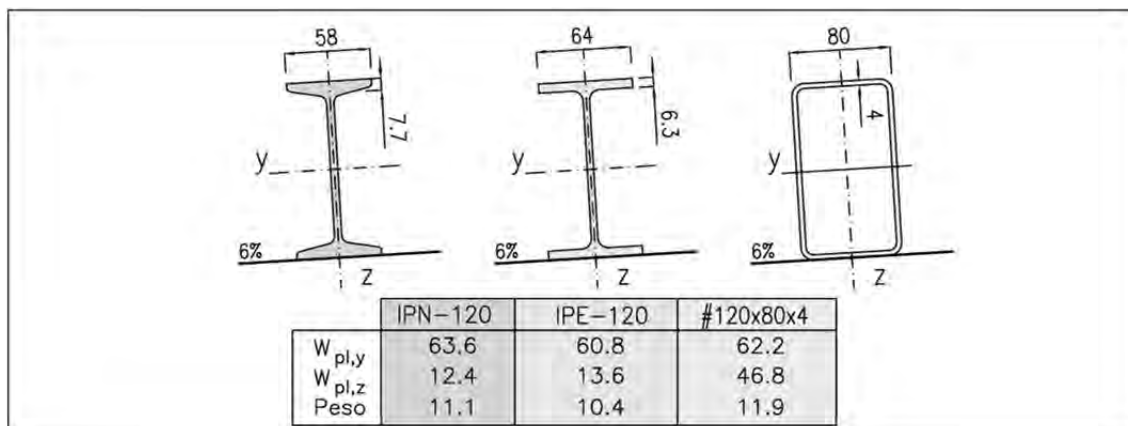


Figura 12.3: Propiedades mecánicas de varios perfiles de alma llena similares

En la Figura 12.3 se pueden comparar las propiedades mecánicas y peso de diferentes perfiles de propiedades similares. La geometría del perfil puede repercutir en el montaje, que se facilita si el ancho del ala es mayor y el espesor (para taladrar) es menor.

- b) Entre los perfiles cerrados conformados en frío puede utilizarse tubo rectangular. Al existir varios cantos y espesores, puede encontrarse el perfil más apropiado según la pendiente y tipo de esfuerzos.

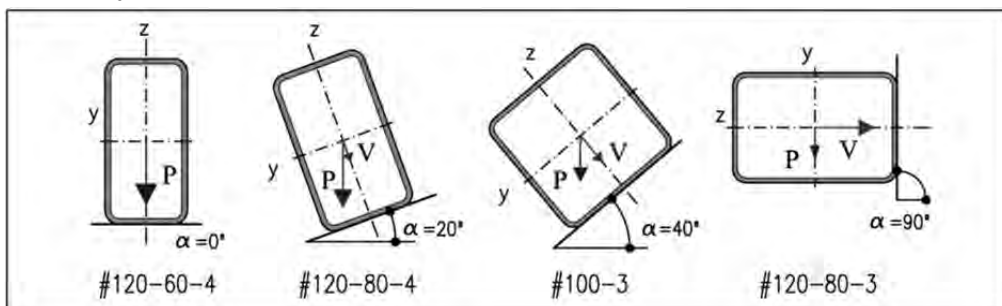


Figura 12.4: Perfil rectangular y ángulo de la cubierta

Así en el ejemplo de la Figura 12.4 se selecciona el perfil tubular rectangular más adecuado según los valores relativos entre las cargas verticales y el viento. Sólo es necesario conseguir la anchura y altura óptima.

Si es de fachada se dispone apaisado ya que la acción más importante es la del viento y la carga vertical es sólo la permanente.

La apariencia estética es buena, la superficie a pintar o expuesta a la corrosión es menor. En cambio el precio de estos perfiles es superior a los laminados (entre 20-25% mayor).

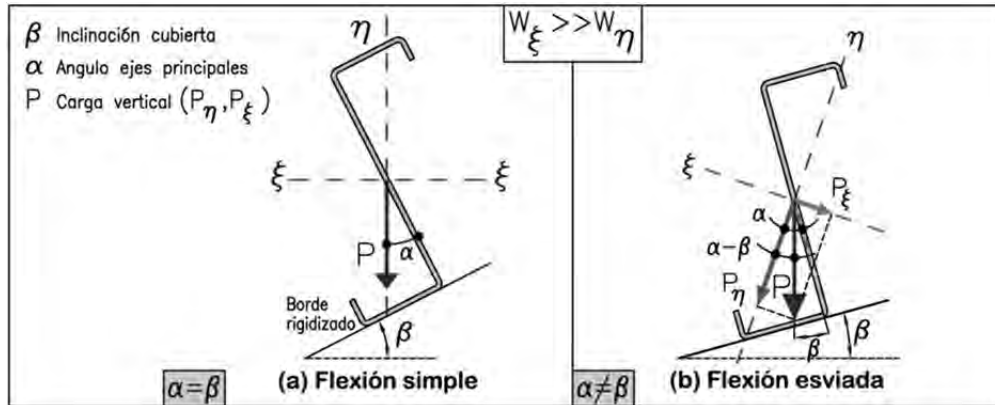


Figura 12.5: Correa en Z. Flexión simple y esviada.

- c) Entre los perfiles abiertos conformados en frío se utiliza mucho el **perfil Z** y también el **perfil C**. La ventaja principal de ambos se debe a que son perfiles de bastante **menos peso** que sus equivalentes en perfiles laminados.

No obstante el precio por unidad de peso de estos perfiles es superior a los perfiles laminados, ya que el conformado es una operación adicional sobre el acero.

El perfil C tiene un eje de simetría, por lo que sus ejes principales coinciden con los ejes (y, z) normales al alma y ala respectivamente. Se calcula según el procedimiento habitual.

En cambio, el perfil Z, es un perfil cuyos ejes principales (η, ξ , también denominados u, v) presentan cierta inclinación (α) con sus aristas (y, z). Este hecho lo diferencia de otros perfiles ya que como consecuencia se obtiene un gran rendimiento resistente por su ligero peso si se dan las circunstancias favorables:

- 1).- **Comportamiento**: se consigue un rendimiento óptimo a cargas verticales cuando el ángulo α es próximo a la inclinación de la cubierta (β).

Así, si uno de los ejes principales es vertical ($\alpha = \beta$), no existe flexión esviada (Figura 12.5). Estas inclinaciones oscilan entre el 25 y 35% de pendiente (son bastante elevadas) para los tamaños más habituales (Z-160 a Z-250).

En cambio, si no coincide la inclinación de la cubierta β con el ángulo de los ejes α , la carga vertical P tendrá dos componentes respecto a los ejes principales (flexión esviada) y las ventajas del perfil desaparecen según aumenta la componente P_ξ al ser la resistencia (W_η) en esa dirección **muy baja**. Los momentos resistentes deben tomarse respecto a estos ejes: W_η, W_ξ .

- 2).- Entre las características del perfil Z destacamos:

- Para los perfiles conformados en frío de débil espesor (2, 2.5 mm) al trabajar a flexión, existe la posibilidad de que para la carga máxima no alcancen la tensión en el límite elástico del acero debido a fenómenos de inestabilidad local (combadura, abolladura, pandeo local, etc.).

Los perfiles que figuran en el Prontuario de este texto son de Clase 3 y los de mayor canto de Clase 4

- Los bordes rigidizados de las alas del perfil Z, al igual que el perfil C, confieren al perfil más rigidez a fenómenos de inestabilidad que en el caso del perfil conformado U, que no se usa en estos casos

- Permiten salvar luces mayores (hasta de 10 m) que con perfiles laminados con pesos muy ajustados. Destaca su mayor canto respecto a los perfiles laminados y tubos
- La corrosión deteriora antes estos perfiles, sobre todo los de 2 mm de espesor. Los bordes rigidizados pueden suponer zonas de retención de agua por condensación o en estructuras a la intemperie
- La soldadura con débiles espesores no es fácil de realizar en especial en obra con los medios habituales, produciendo una carbonización del acero cuando se realiza con electrodos y voltajes propios de espesores mayores
- El transporte y colocación es más sensible a malos tratos. Existe cierta tendencia al alabeo debido a su propio peso
- En cambio tienen a su favor el ahorro importante en peso que además facilita su transporte, acopio y manejo en obra
- La hipótesis de continuidad en el apoyo es más difícil de conseguir en los perfiles conformados en frío de chapa delgada, por lo que se recomienda para el cálculo considerarlas como vigas simplemente apoyadas
- La unión en obra con tornillos autorroscantes al panel de cubierta es más sencilla y rápida que con perfiles laminados al ala (al ser de bastante mayor espesor de ala).

12.2.3.2- Piezas compuestas

- Algunos fabricantes confeccionan correas a base de un perfil compuesto por un cordón superior (tubo por ejemplo) y un tirante con pletina, redondo de acero o barra de acero corrugado, acodalado mediante un pendolón central (Figura 12.6a) o bien mediante una triangulación (Figura 12.6a). Se consiguen soluciones más ligeras o con posibilidad de cubrir mayores luces

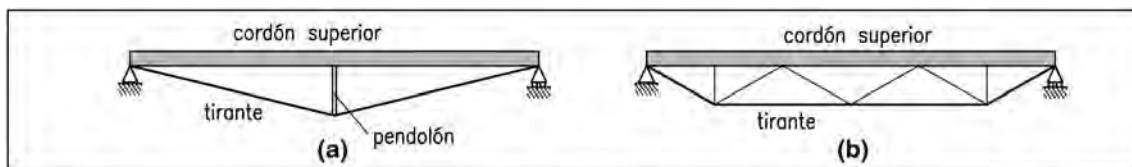


Figura 12.6: Perfiles compuestos

- Celosías: cuando la separación entre pórticos o cerchas supera los 10 m, los perfiles de alma llena dan lugar a soluciones muy pesadas, por lo que suele interesar diseñar como correas estructuras trianguladas de cordones paralelos.

12.2.4 - COMPROBACIÓN DE RESISTENCIA

Se utiliza la expresión general de comprobación de resistencia de la EAE, que para la flexión esviada ($N_{Ed} = 0$) es:

Cubierta no rígida:

$$\frac{M_{y,Ed}}{W_{y,y} \cdot f_{yd}} + \frac{M_{z,Ed}}{W_{y,z} \cdot f_{yd}} \leq 1$$

Cubierta rígida:

$$\frac{M_{y,Ed}}{W_{y,y} \cdot f_{yd}} \leq 1$$

Secciones de Clase 1 y 2: se aplican los momentos resistentes plásticos ($W_{pl,y}$, $W_{pl,z}$)

Secciones de Clase 3: se aplican los momentos resistentes elásticos ($W_{el,y}$, $W_{el,z}$)

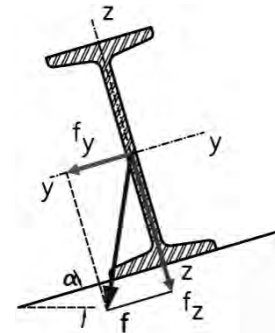
12.2.5 - COMPROBACIÓN DE LA FLECHA

Se realiza para justificar una correcta *apariciencia* de la cubierta (no apreciar flechas excesivas). Para los materiales habitualmente utilizados no existe peligro de deterioro o falta de integridad del cerramiento, ya que son materiales dúctiles y muy deformables.

El cálculo preciso según la Resistencia de Materiales puede resultar laborioso. Sería necesario obtener la ecuación de la deformada en cada vano y calcular la flecha máxima. Para la comprobación se debería obtener la abscisa de flecha máxima, que no suele coincidir con el centro de la viga.

Tal grado de precisión no es congruente con la imprecisión de otras variables que juegan un papel importante como puede ser la rigidez de la cubierta, el tipo de apoyo o enlace de la correa al dintel, la continuidad de las correas, etc.

- Las acciones deben ser **características**, es decir, en situación de servicio (ELS) no se mayoran ($\gamma_F = 1$). Sólo es necesario multiplicar las acciones variables acompañantes por su factor de simultaneidad ψ_0
- Se debe calcular la flecha en cada dirección, al tratarse de flexión esviada. La flecha tiene dos componentes, según el plano normal al faldón f_z y paralela al mismo f_y . Estas componentes se suman vectorialmente con la expresión:



Cubierta no rígida:
$$f = \sqrt{f_z^2 + f_y^2}$$

Cubierta rígida:
$$f = f_z$$

- En el primer vano se producen las flechas máximas. Para el cálculo no es necesario conocer la posición de la sección en la que se produce la flecha máxima.

Se pueden utilizar las expresiones para el cálculo de la flecha en el centro del vano que figuran en Prontuarios de Resistencia de Materiales.

Aplicaremos en esta publicación la expresión de la antigua Norma EA-95, **deducida** de la R.M., que para vigas simples de sección constante y perfil de doble simetría de canto h y luz l , la flecha vale:

$$f(\text{mm}) \cong \alpha \cdot \frac{\sigma (\text{kg/mm}^2) \cdot L^2 (\text{m}^2)}{h (\text{cm})}$$

- σ Tensión máxima provocada por el máximo flector característico (no mayorado). Para cada flector M_y , M_z , se obtiene:

$$\sigma_y = \frac{M_y}{W_{el,y}} \quad \sigma_z = \frac{M_z}{W_{el,z}}$$

$W_{el,y}$, $W_{el,z}$ Momentos resistentes elásticos según y y según z

L Longitud (Luz) de la correa

h Canto o altura de la correa en la misma dirección que el plano de flexión

α Coeficiente que depende de la clase de sustentación y del tipo de carga. Para una viga biapoyada o continua sometida a carga uniforme vale:

Coeficiente α según número de vanos				
1	2	3	4	5 o más vanos
1.00	0.42	0.53	0.50	0.51

- Se comprueba la flecha con la condición que debe ser inferior a **L/200** (L: luz de la correa)

12.3 - Dimensionado de correa del proyecto

12.3.1 - GEOMETRÍA Y MODELO DE CÁLCULO

Se consideran las correas del proyecto como vigas con continuidad en los apoyos, por lo que no se interrumpen desde un muro hastial hasta el opuesto.

Las correas se encuentran separadas 2.5 m y la luz del vano es de 6.00 m. El número de vanos es de 5. Se colocan apoyadas sobre el dintel del pórtico o en los nudos del cordón superior de la cercha.

La cubierta es panel tipo sándwich. Se considera que el panel se unirá a las correas con suficiente número de tornillos autorroscantes, correctamente colocados. Por tanto se formula la hipótesis que la cubierta es rígida en su plano.

12.3.2 - CÁLCULO DE LAS ACCIONES

Las acciones superficiales sobre la correa son:

a) Permanente G:

Correas IPE-120 (10.4 kg/ml · 10 correas / 20 m) ≈	6 kg/m²
Panel tipo sándwich	14 kg/m²
Total	20 kg/m²

b) Sobrecarga de nieve N

Nieve zona 5 para 200 m altitud, $\mu = 1$ para $\alpha < 30^\circ$	30 kg/m²
---	----------------------------

c) Sobrecargas de uso S

Cubierta ligera ($G < 1$ kN/m ²) tipo G1	40 kg/m²
---	----------------------------

12.3.3 - CÁLCULO DE FLECTORES

Se obtienen mediante la siguiente expresión deducida de la Resistencia de Materiales:

$$M_{\max} = k \cdot q \cdot s_c \cdot L^2 \quad ; \quad M_{\max, v/2} = k \cdot q_e \cdot s_c \cdot L^2$$

k 0.106 Coeficiente que depende del tipo de carga y número de vanos (5 vanos)

Carga uniforme : k	1 ó 2 vanos	3 vanos	4 vanos	> 4
	0.125	0.100	0.107	0.106

q 116.25 kg/m² Carga superficial gravitatoria vertical que soportan las correas (9.3.1):
(25 · 1.35 + 40 · 1.50 + 30 · 0.75) = 116.25 kg/m²

q_e 12.15 kg/m² Presión estática del viento normal al faldón de cubierta:
($\Psi_{0, v/2} \gamma_{v/2}$) q_b · c_e · c_p = 0.6 · 1.5 · 45 kg/m² · 1.5 · 0.2 = 12.15 kg/m²

q_b: Presión dinámica del viento en zona B (45 kg/m²)

c_e: Coeficiente de exposición a la altura de 7 m. (zona IV) (1.5)

c_p: Coeficiente de presión zona I (+0.2)

s_c 2.50 m Separación entre correas

L 6.00 m Longitud del vano (o separación entre pórticos o celosías) (L = s)

$$M_{\max} = 0.106 \cdot 116.25 \cdot 2.5 \cdot 6^2 = 1109.02 \text{ mkg}$$

$$M_{\max,V2} = 0.106 \cdot 12.15 \cdot 2.5 \cdot 6^2 = 115.91 \text{ mkg}$$

La pendiente del faldón de cubierta es $\text{tg } \alpha = 0.06$ y el ángulo es 3.43° :

Gravitatorias:

- Flexión en el plano perpendicular al faldón : $M_y = M_{\max} \cdot \cos \alpha = \underline{1107 \text{ mkg}}$
 - Flexión en el plano paralelo al faldón : $M_z = M_{\max} \cdot \text{sen } \alpha = \underline{66 \text{ mkg}}$

Viento:

- Flexión en el plano perpendicular al faldón : $M_{y,V2} = M_{\max,V2} = \underline{116 \text{ mkg}}$

Flectores totales para el cálculo:

- Flexión en el plano perpendicular al faldón : $M_{y,T} = M_y + M_{y,V2} = \underline{1223 \text{ mkg}}$
 - Flexión en el plano paralelo al faldón : $M_{z,T} = M_z = \underline{66 \text{ mkg}}$

12.3.4 - COMPROBACIÓN DE RESISTENCIA

Se utiliza la expresión general para la flexión esviada (si los perfiles son de Clase 1 y 2) :

$$\frac{M_{y,Ed}}{W_{pl,y} \cdot f_{yd}} + \frac{M_{z,Ed}}{W_{pl,z} \cdot f_{yd}} \leq 1$$

IPE-120-Cubierta no rígida (Clase 1)

$M_{y,Ed}$	1223 mkg	Flexión en el plano normal al eje y (Según la normal al plano del faldón)
$M_{z,Ed}$	66 mkg	Flexión en el plano normal al eje z (Según el plano del faldón)
$W_{pl,y}$	60.8 cm ³	Momento resistente plástico respecto al eje y
$W_{pl,z}$	13.58 cm ³	Momento resistente plástico respecto el eje z.

$$\frac{1223 \cdot 100}{60.8 \cdot 2619} + \frac{66 \cdot 100}{13.58 \cdot 2619} = 0.768 + 0.187 = 0.96 \leq 1$$

Se observa que aunque el momento flector M_z es sensiblemente inferior que el M_y , al ser el momento resistente $W_{pl,z}$ pequeño, el índice debido a la flexión en el plano del faldón llega a alcanzar cierto *influencia* en la comprobación. Si la sección fuese de Clase 3, se debería utilizar el momento resistente elástico, y el índice resistente de $M_{z,Ed}$ sería bastante más elevado.

IPE-120-Cubierta rígida

$$\frac{M_{y,Ed}}{W_{pl,y} \cdot f_{yd}} \leq 1 \rightarrow \frac{1223 \cdot 100}{60.8 \cdot 2619} = 0.77 \leq 1$$

Al eliminarse la flexión M_z , la tensión se reduce bastante.

En este punto surge un **dilema** al proyectista sobre si considerar o no rígidas algunos tipos de cubiertas, como son las de chapa simple.

Una correcta puesta en obra puede influir mucho, con operarios competentes, materiales de calidad y accesorios suficientes, adecuados y bien instalados. Podemos aconsejar, ante la duda, dimensionar de forma ajustada como cubierta *no rígida* y comprobar la influencia de la flexión lateral.

12.4 - Comprobación de la flecha

Se realiza para justificar una correcta *apariencia* de la cubierta (no apreciar flechas excesivas).

1).-Cálculo de los flectores con cargas características:

Verticales	$q = 25 + 40 + 30 \cdot 0.5 = 80 \text{ kg/m}^2$
Viento V2	$q_e = \psi_{V2} \cdot q_b \cdot C_e \cdot C_p = 0.6 \cdot 45 \text{ kg/m}^2 \cdot 1.50 \cdot 0.2 = 8.1 \text{ kg/m}^2$
	$M_{\max} = 0.106 \cdot 80 \cdot 2.5 \cdot 6^2 = 763.2 \text{ kg} \cdot \text{m}$ $M_{\max,V2} = M_{\max,V2} = 0.106 \cdot 8.1 \cdot 2.5 \cdot 6^2 = 77.3 \text{ kg} \cdot \text{m}$
	$M_{y,T} = M_y + M_{y,V2} = M_{\max} \cdot \cos \alpha + M_{y,V2} = 763.2 \cdot \cos 3.43 + 77.3 = \mathbf{839 \text{ kg} \cdot \text{m}}$
	$M_{z,T} = M_y \cdot \sin \alpha = 763.2 \cdot \sin 3.43 = \mathbf{46 \text{ kg} \cdot \text{m}}$
	$\sigma_y + \sigma_z = \frac{M_{y,T}}{W_{el,y}} + \frac{M_{z,T}}{W_{el,z}} = \frac{83913}{53} + \frac{4571}{8.65} = \mathbf{1583 + 528 = 2112 \text{ kg/cm}^2}$ Momentos resistentes elásticos $W_{el,y} = 53 \text{ cm}^3$, $W_{el,z} = 8.65 \text{ cm}^3$

Retenemos cada sumando con el que se obtiene la tensión total.

2).-La flexión es esviada, la flecha tiene dos componentes, según el plano normal al faldón f_z y paralela al mismo f_y

IPE-120-Cubierta no rígida

Flecha según z (normal al faldón) f_z

σ	15.83 kg/mm ²	Tensión característica debida al flector M_y : $\sigma = 1583 \text{ kg/cm}^2$
L	6.00 m	Luz de la correa
h	12 cm	Canto o altura de la sección en la dirección del plano de flexión
α	0.51	Coefficiente que depende del número de vanos

$$f_z(\text{mm}) \approx 0.51 \cdot \frac{15.83 (\text{kg/mm}^2) \cdot 6^2 (\text{m}^2)}{12 (\text{cm})} = 24.2 \text{ mm}$$

Flecha según y (paralela al faldón) f_y

σ	5.28 kg/mm ²	Tensión característica debida al flector M_z : $\sigma = 528 \text{ kg/cm}^2$
h	6.4 cm	Ancho del ala o altura de la sección en la dirección del plano de flexión.

$$f_y(\text{mm}) \approx 0.51 \cdot \frac{5.28 (\text{kg/mm}^2) \cdot 6^2 (\text{m}^2)}{6.4 (\text{cm})} = 15.2 \text{ mm}$$

Flecha total:

Se toma por razones de *apariencia*, una limitación de L/200:

$$f = \sqrt{f_z^2 + f_y^2} = \sqrt{24.2^2 + 15.2^2} = 28.6 \text{ mm} = 2.86 \text{ cm} < \frac{1}{200} \cdot 600 = 3.0 \text{ cm}$$

IPE-120-Cubierta rígida

Solo tenemos en cuenta la componente de la flecha en z, f_z :

$$f = 24.2 \text{ mm} = 2.42 \text{ cm} < \frac{1}{200} \cdot 600 = 3.0 \text{ cm} \quad \text{Válida}$$

13.- BASES DE ANCLAJE

13.1 - Definiciones

Las *bases de anclaje* (o basas) son los elementos constructivos a través de los cuales los soportes (solicitados a axil, momento y cortante), transmiten su carga a un cimiento (usualmente de resistencia inferior al soporte) de forma que éste pueda resistirlos. Debido a ese cambio de resistencia (acero a hormigón), es necesario ampliar el pie de la columna para proporcionar una distribución de cargas lo más uniforme posible al cimiento.

En este apartado se estudiarán los pilares considerados como **empotrados** en su base, aunque respecto al cálculo debe verificarse que tanto las dimensiones de la cimentación como la naturaleza del terreno no invaliden la hipótesis de empotramiento perfecto.

La importancia económica de estos elementos es pequeña ya que suelen representar entre un 5% a 10% del acero empleado en la estructura de una nave. Sin embargo su función estructural en naves es más relevante que en otras construcciones de edificación.

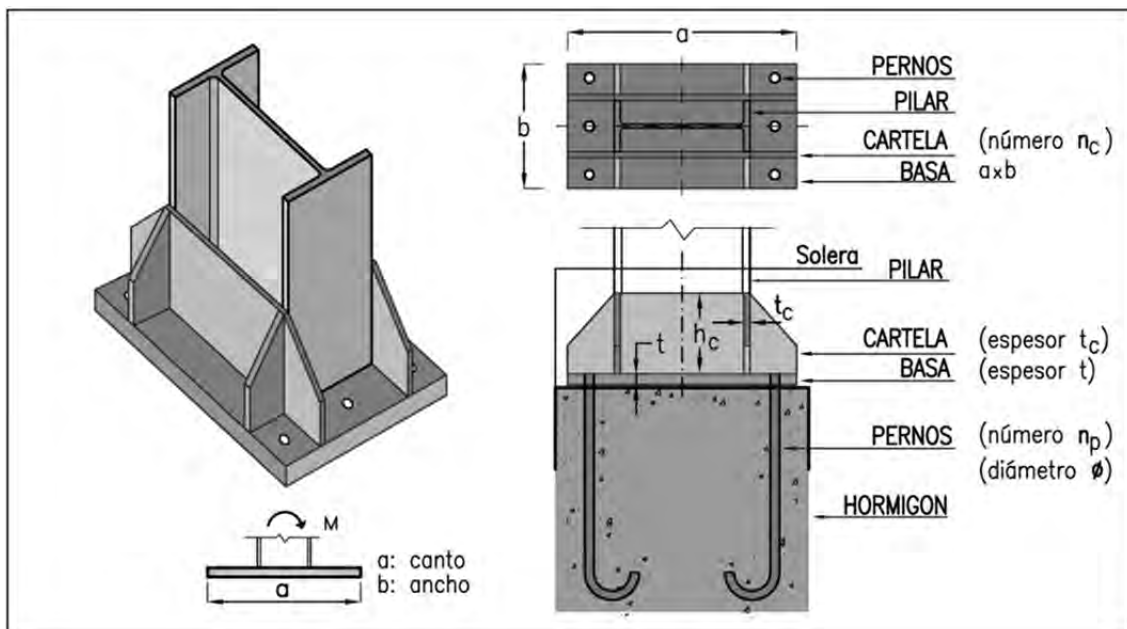


Figura 13.1: Elementos de una placa de anclaje

13.2 - Elementos y funcionamiento de una base de anclaje

13.2.1 PLACA DE ANCLAJE

Las placas de base se fabrican a partir de chapas gruesas, de dimensiones a (canto) \times b (ancho) \times t (espesor). Su superficie ($a \times b$) debe ser suficiente para proporcionar un reparto uniforme de las tensiones debidas al axil y flector bajo al placa para transmitir las al cimiento.

El espesor se deduce de la magnitud de la flexión de la placa. En placas de pilares con escasos esfuerzos se usa chapa de 15 ó 18 mm. El espesor de **20 mm** es el más habitual en soportes de naves que transmiten cargas medias. Otros espesores que pueden encontrarse comercialmente son 22, 25, 30, 35 y 40 mm. A partir de 40 mm pueden existir tensiones residuales de cierta importancia debido al lento enfriamiento

después de soldar el fuste del pilar a la chapa, por lo que esos gruesos sólo se usan en circunstancias especiales.

13.2.2 PERNOS DE ANCLAJE

13.2.2.1- Tipos y dimensiones

Los pernos son unos redondos de acero de longitud L y diámetro ϕ . También se les denomina *garrotas*, *espárragos*, tornillos. Se disponen en agujeros o taladros cerca de los bordes de la placa, con igual número de redondos n en cada uno de lados opuestos de la placa (mínimo 2 en cada cara). Las longitudes habituales oscilan entre 500 y 1000 mm.

El material puede ser acero liso para tornillos de clase 4.6 (resistencia $f_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$) u otro tipo de acero (clases 5.6, 6.8, Tabla 1.3).

Los diámetros ϕ de acero liso se eligen de la serie 20, 22, 24, 27, 30 y 36 mm, siendo habituales para placas de naves: 20, 24 y 27 mm. No deben colocarse diámetros inferiores a **20 mm** en edificación y obra civil. En elementos de escasa importancia se usa el $\phi 16$ mm.

El diámetro del agujero de la placa es ligeramente superior al perno para facilitar su colocación. La distancia del centro del agujero al borde de la placa suele ser entre **40 y 60 mm** para diámetros no superiores a 30 mm.

Se utilizan también bastante pernos de barras de acero para hormigón armado, pues son fácilmente disponibles. Las calidades son: B400S ($f_{yd} = 3565 \text{ kg/cm}^2$) ó B500S ($f_{yd} = 4435 \text{ kg/cm}^2$), con diámetro de 20, 25 y 32 mm. No permiten rosca y se deben soldar con ciertas precauciones (evitar sobrecalentamientos que puedan reducir las propiedades mecánicas del acero o aumentar su fragilidad).

Tipo de tornillo	Diámetro		Área		Longitud mínima patilla p mm
	caña mm	resistente mm	resistente A_r cm^2	caña A cm^2	
T20	20	17.655	2.448	3.14	75
T22	22	19.655	3.034	3.80	75
T24	24	21.185	3.525	4.52	75
T27	27	24.185	4.594	5.73	75
T30	30	26.717	5.606	7.07	100
T33	33	29.717	6.936	8.55	100
T36	36	32.248	8.167	10.18	100

Tabla 13.1: Pernos roscados o atornillados

En la Tabla 13.1 se tabulan el diámetro de la *caña* o *espiga* (zona maciza del perno sin rosca), el diámetro resistente (se trata de un diámetro medio en la zona roscada, o zona dónde se *agotan* los pernos, al tener menos área), área resistente (inferior al área de la caña $A = \pi \cdot \phi^2 / 4$) y la longitud mínima de la patilla en el anclaje del perno (Figura 13.2).

13.2.2.2- Funcionamiento

La flexión en la base del pilar provoca tracciones y compresiones a cada lado de la placa, según la dirección del canto a . Los pernos son el elemento que transmiten las **tracciones** entre base y cimiento oponiéndose a su separación en la superficie de contacto.

En cambio las tensiones de compresión se transmiten por presión directa entre base y cimiento y el esfuerzo cortante por el rozamiento entre ambas, no interviniendo en

principio los pernos en esos casos, aunque deben montarse por razones de sujeción y facilidad de montaje.

La tracción de agotamiento de un perno T_u , necesaria para el dimensionado, puede obtenerse de la Tabla 13.2 para el acero 4.6 y hormigón HA-25. Suele ser recomendable que el constructor, con el visto bueno del Director de Obra, ejecute el tipo de unión de pernos que realice habitualmente.

ϕ caña o barra (mm)	Area (cm^2)		Esfuerzo agotamiento T_u (kg)			Longitud de anclaje L (cm)			
	Total	Resistente				Liso		Corrugado	
	Soldado Corrugado	Roscado	Soldado	Roscado	Corrugado	Recta	Patilla	Recta	Patilla
16	2.01				5245			27	19
20	3.14	2.45	7181	5993	8195	95	67	41	29
22	3.80	3.03	8689	7427		105	73		
24	4.52	3.53	10340	8629		114	80		
25	4.91				12805			65	45
27	5.73	4.59	13087	11246		129	90		
30	7.07	5.61	16157	13723		143	100		
32	8.04				20980			106	74
33	8.55	6.94	19550	16979		157	110		
36	10.18	8.17	23266	19993		171	120		

Tabla 13.2: Pernos soldados o atornillados (*Roscados*) de acero liso 4.6. o barras corrugadas (B400S, B500S) si $\sigma_s \leq 300 \text{ N/mm}^2$, HA-25

El perno soldado posee más capacidad de carga que el roscado, debido a que éste último falla por la zona más débil, que es la rosca. Así se refleja en la Tabla 13.2, en la que la resistencia del perno soldado es superior. En la redacción del proyecto, si no hay previsión del tipo de perno, se tomará el más bajo de ambos valores de T_u .

Respecto a las barras corrugadas o para armar, de acero tipo B400S ($f_{yk} = 400 \text{ N/mm}^2$) ó B500S ($f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$), los autores consideran que es recomendable limitar la tensión de trabajo de esas barras **por debajo de 300 N/mm^2** , para evitar un excesivo alargamiento del perno con la consiguiente pérdida de rigidez de la unión (el empotramiento pierde eficacia).

13.2.2.3- Anclaje

La transmisión de las tensiones de tracción se realiza mediante **anclaje por adherencia** con el hormigón del cimiento. El acero se adhiere de forma natural con el hormigón. Las corrugas o resaltos de las barras corrugadas para armar aumentan la adherencia.

Respecto a los *pernos por adherencia*, existen diversas disposiciones destacando los pernos rectos, en patilla y en gancho (Figura 13.2).

La longitud óptima es aquella para la que teniendo en cuenta la adherencia hormigón-acero, el perno se arranque para la misma fuerza que lo agota a tracción. La longitud de anclaje debe ser al menos superior a ese valor.

Si las tracciones son grandes, se hace necesario anclar los pernos uniéndolos a elementos embebidos dentro del macizo de hormigón (Figura 13.2d: se sueldan perfiles, como angulares, que además hacen funciones de *bastidor* al mantener mejor los pernos en sus posiciones).

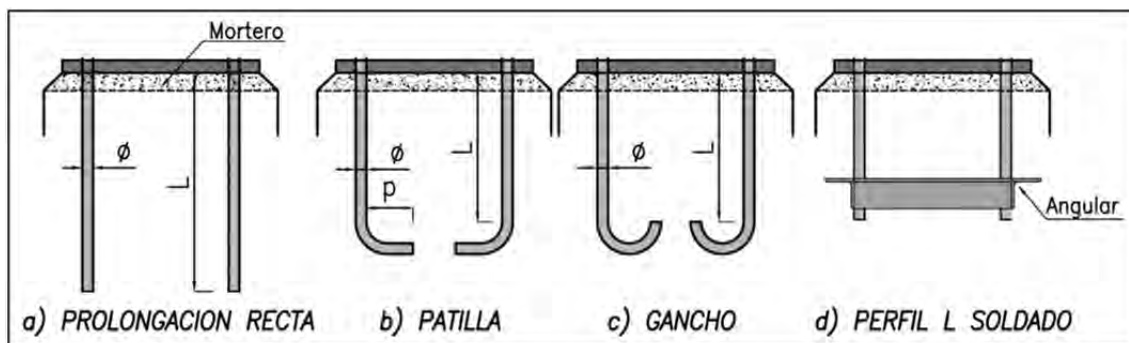


Figura 13.2: Disposición y anclaje de pernos en el cemento

El anclaje en patilla o gancho precisa menos longitud que en prolongación recta, pero es necesario doblar el extremo del perno y en ocasiones puede dificultar su colocación cuando además existe armadura en la cimentación. Sin embargo suele realizarse habitualmente ya que disminuye la altura necesaria de cemento.

Las longitudes de anclaje L se reflejan en la Tabla 13.2. El perno debe tener una longitud superior. A efectos de reducir la longitud de anclaje, pueden disponerse más pernos de los necesarios por cálculo a tracción, y así disminuir proporcionalmente su longitud.

En naves ordinarias suele cimentarse con zapatas aisladas. Si la resistencia del suelo es buena a poca profundidad, la placa puede disponerse directamente encima de la zapata, siendo el canto o altura mínima necesaria de la zapata igual a la longitud del perno más el recubrimiento de hormigón en la parte inferior.

Para zapatas más profundas se realiza la solución más habitual que consiste en fabricar un enano o dado de hormigón sobre la zapata, a modo de pilar corto de hormigón armado, cuya altura debe ser superior a la longitud del perno ya que este se aloja en esa zona.

13.2.2.4- Unión a la placa de anclaje

Existen numerosos sistemas de colocación (Figura 13.3), entre los que destacamos:

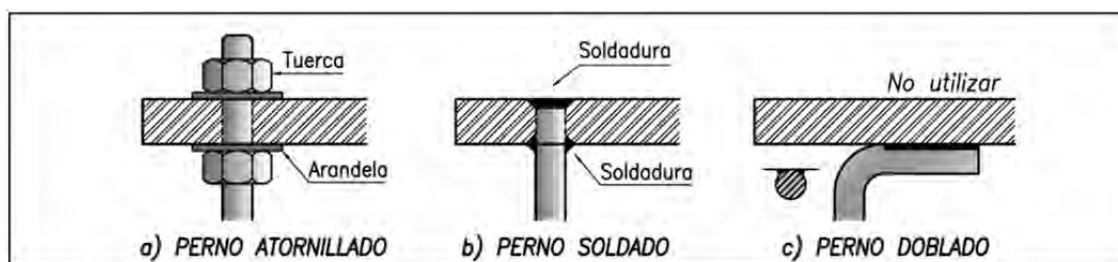


Figura 13.3: Tipos de unión de pernos a la placa de anclaje

a) **Pernos con rosca** (a modo de tornillos) que se unen a la placa mediante tuercas y arandelas. Es el procedimiento tradicional, más laborioso en su ejecución, pero que permite nivelar el pilar con cierta precisión roscando adecuadamente los pernos por debajo de la placa (Figura 13.3a).

Los pernos se colocan en la zapata o enano antes de hormigonar. Se sujetan o apoyan en la armadura existente. Para evitar que se muevan se pueden soldar a un bastidor o prepararse una plantilla. La cara superior de hormigonado de la zapata o enano queda unos 5-10 cm por debajo de la posición que ocupará la placa.

La placa llega a obra soldada al fuste del pilar. Sus agujeros, algo superiores al diámetro del perno, deben coincidir en la posición de los pernos en obra. Los

agujeros de la placa de anclaje se introducen en los pernos que son fijos pues ya fueron incorporados al macizo de hormigón. La placa se apoyan sobre las tuercas previamente colocadas.

Mediante un **mortero** de *baja retracción* y buena penetración, se rellena el espacio bajo la placa y así se asegura un buen contacto entre el hormigón y la placa.

- b) **Pernos soldados** al taladro realizado en la placa, con relleno de soldadura del resto de agujero de la cara superior y cordón de soldadura alrededor del perímetro exterior del perno en la cara inferior (Figura 13.3b).

Se coloca la placa con los pernos soldados previamente (en taller) a la misma, sujeta o apoyada en la armadura de la cimentación. Se hormigona, pudiendo preparar un taladro central (4 a 8 cm) en la placa para facilitar el hormigonado bajo el área más al centro placa.

El pilar se nivela sobre la placa y se suelda mediante un punteado. Cuando la disposición es definitiva al finalizar el montaje, se suelda todo su perímetro, incluso cartelas de rigidización, a la placa con cordón de soldadura suficiente.

- c) En ocasiones para cargas pequeñas, los pernos no se atornillan a la base de anclaje, sino que se sueldan en patilla directamente (Figura 13.3c) o mediante perfiles angulares a la cara inferior de la placa, procedimiento poco recomendado pero en ocasiones utilizado en la práctica. Según la EAE, **no deben** utilizarse.

13.2.3 CARTELAS DE RIGIDIZACIÓN.

Chapas con forma trapezoidal (recomendable aunque tiene más operaciones de corte) rectangular, triangular o casquillos de perfiles soldados al fuste del pilar (Figura 13.4).

Se definen por la altura h_c , usualmente entre 150 y 250 mm, y su espesor t_c , entre 12 y 20 mm, en todo caso inferior al de la placa. Su longitud coincide con el canto a de la placa.

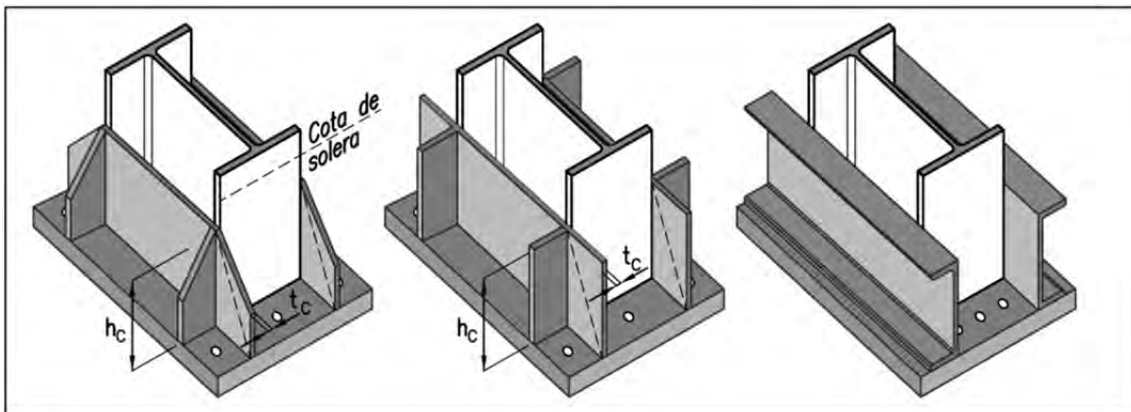


Figura 13.4: Tipos de unión de pernos a la placa de anclaje

Se disponen en la dirección de la flexión (mínimo de dos chapas colocadas en los laterales del perfil del pilar o más cantidad, en prolongación del alma del perfil o en los bordes de la placa). Se recomienda también colocar transversalmente (4 chapas en total).

Su función es ayudar a la basa a transmitir los esfuerzos entre pilar-basa, y basamento. Uniformizan el reparto de tensiones normales bajo la placa y mejoran el comportamiento en flexión. En soportes de naves **se recomienda** su colocación aún en los casos en que no sean estrictamente necesarias por cálculo.

La basa suele colocarse entre 20 a 30 cm por debajo de la cara superior de la solera. Al hormigonar ésta, la placa y las cartelas quedan embebidas por el hormigón. Este procedimiento permite que el acero esté más protegido de la corrosión.

Cuando la base y cartelas quedan vistas, suelen ser punto de acumulación de suciedad y humedad. Además, suelen entorpecer la circulación por el espacio interior de la nave o molestar en la colocación de otros elementos constructivos (prefabricados de fachada, aislamiento de soleras en cámaras, los propios pernos de anclaje, etc.).

Una ventaja es que pueden ser desmontados si es necesario que se requiera en el futuro (estructuras desmontables).

13.3 - Formas de fallo de placas rígidas

Una vez analizados los elementos de la placa y su funcionamiento, será necesario proporcionar las dimensiones adecuadas para evitar que ocurra alguno de los siguientes fallos (Figura 13.5):

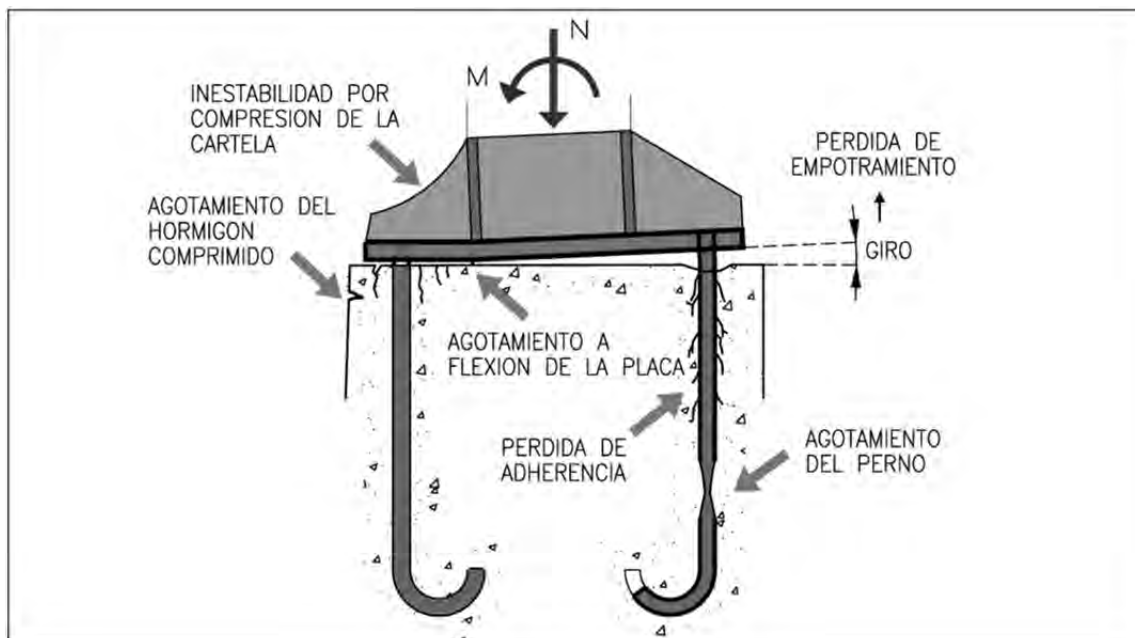


Figura 13.5: Posibles fallos en bases de anclaje

Pérdida de adherencia del perno. Es debido a que las tensiones producidas por rozamiento entre perno y hormigón alcanzan las tensiones tangenciales máximas que puede soportar el hormigón. Se resuelve dando la suficiente longitud al perno, para que sea capaz de transmitir los esfuerzos a la cimentación, función del diámetro adoptado. En casos en que sea problemático aumentar la longitud, puede disponerse, en la misma proporción, un mayor número de pernos que los estrictamente necesarios.

Agotamiento del perno. La tracción que soporta el perno da lugar a unas tensiones que alcanzan el límite elástico del acero de la placa. Se evita disponiendo el suficiente número de pernos o aumentando su diámetro. Su cálculo se realiza al final del Capítulo.

Agotamiento del hormigón comprimido. Se produce cuando las tensiones de compresión igualan la resistencia de cálculo del hormigón, ocasionando su rotura. La dimensión superficial de la placa ($a \times b$) debe ser suficiente. No suele ser el factor más restrictivo ya que normalmente se alcanzan antes otras formas de fallo. En el dimensionado de la placa se fijará la resistencia del hormigón, por lo que no será necesario comprobarla.

Agotamiento a flexión de la placa. Ocurre cuando las tensiones en la placa alcanzan el límite elástico del acero. Se resuelve dando el suficiente espesor y dimensiones a la placa. También proyectando cartelas si no estaban previstas. En el predimensionado de la placa se fijan sus valores. Si son insuficientes, no se podría aplicar el método de dimensionado de pernos que se explica en este texto, por lo que se deben aumentar las dimensiones de la placa.

Inestabilidad o agotamiento por compresión de la cartela. Se produce por pandeo debido a la compresión en las cartelas, resolviéndose dando el suficiente espesor, altura y número de cartelas. El agotamiento en la zona traccionada de la cartela es mucho menos probable.

Otras formas de fallo pueden evitarse siguiendo reglas de buena práctica:

- Desgarro del agujero si se encuentra muy próximo al borde de la placa
- Rotura de la unión placa-soporte por insuficiente cordón de soldadura (espesor o longitud del mismo)
- Punzonamiento o rotura del perno a tracción por poco espesor de la placa, tuercas o arandelas insuficientes o más colocadas, esfuerzos muy elevados, etc.

El fallo de una placa repercute en la **pérdida de la condición de empotramiento** por giro del apoyo y cambio de las condiciones de enlace de la estructura. Si afecta a una estructura bastante isostática, como una cercha articulada a los pilares, puede existir riesgo de ruina inminente. En el caso de un pórtico de nudos rígidos, los momentos no resistidos por la base del pilar se transferirán al nudo de esquina o al dintel, y la seguridad dependerá de si estos elementos son capaces de soportar el incremento de esfuerzo. En todo caso aumentarán las deformaciones de la estructura.

13.4 - Tipos de placas

13.4.1 COMPORTAMIENTO TENSIONAL DE UNA PLACA

Una basa transmite las tensiones del pilar, constantes en el caso de compresión pura o linealmente variables si además existe flector o excentricidad (según la teoría elástica de la Resistencia de Materiales), reduciéndolas por el aumento de área. De esta forma se transfieren al cimiento, mediante presiones de contacto entre la placa y el hormigón, cuya resistencia puede ser más de 10 veces inferior a la del acero.

Es un caso similar al de una zapata aislada, o ensanchamiento de la base del pilar para poder transmitir las tensiones al suelo, cuya resistencia puede ser entre 50 a 200 veces menor en terrenos ordinarios.

En la cara inferior de la placa, la distribución de tensiones no es constante. Presenta una mayor concentración de presiones justo debajo del fuste del soporte (Figura 13.5). Se debe a la deformabilidad de la placa, que se *hunde* en el cimiento.

La distribución es más uniforme si aumentamos la rigidez de la placa, bien con mayor espesor t o disponiendo de elementos de rigidización o cartelas. De esta forma se reparte más la tensión aumentando la capacidad de transmitir esfuerzos.

Respecto al cálculo resulta muy complejo trabajar con la distribución de tensiones real, por lo que se han propuesto distribuciones sencillas lineales. La hipótesis de considerar **toda** el área de contacto como zona de transmisión de tensiones no resulta adecuada porque éstas decrecen rápidamente según se aleja del fuste del pilar. Placas de mayor tamaño no transmiten más carga que otras menores, por lo que no puede tenerse en cuenta toda el área $a \times b$ de la placa.

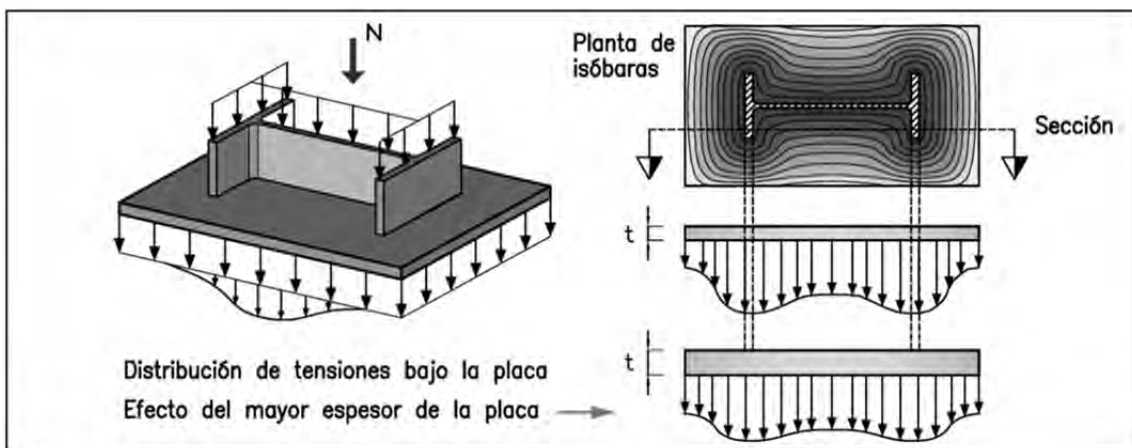


Figura 13.6: Distribución de tensiones bajo la placa para un pilar sometido a compresión pura

La EAE y el EC-3 establecen un perímetro alrededor del fuste del pilar (que incluye las cartelas en caso de que se coloquen) de forma que el área encerrada es el **área eficaz** que puede considerarse en el cálculo como zona dónde se transmitirán presiones. Ese perímetro aumenta con la rigidez (**espesor**) de la placa.

Si además de axial existe flexión, la distribución de tensiones bajo la placa se complica aún más. En la Figura 13.7 se representa simplificada la evolución de las presiones de contacto en el área eficaz según aumenta la flexión con axial constante.

Como ejemplo puede citarse el de un edificio sometido a su propio peso $N = Cte$ pero con flexión debida a viento creciente: $M_1 < M_2 < M_3 < M_4$.

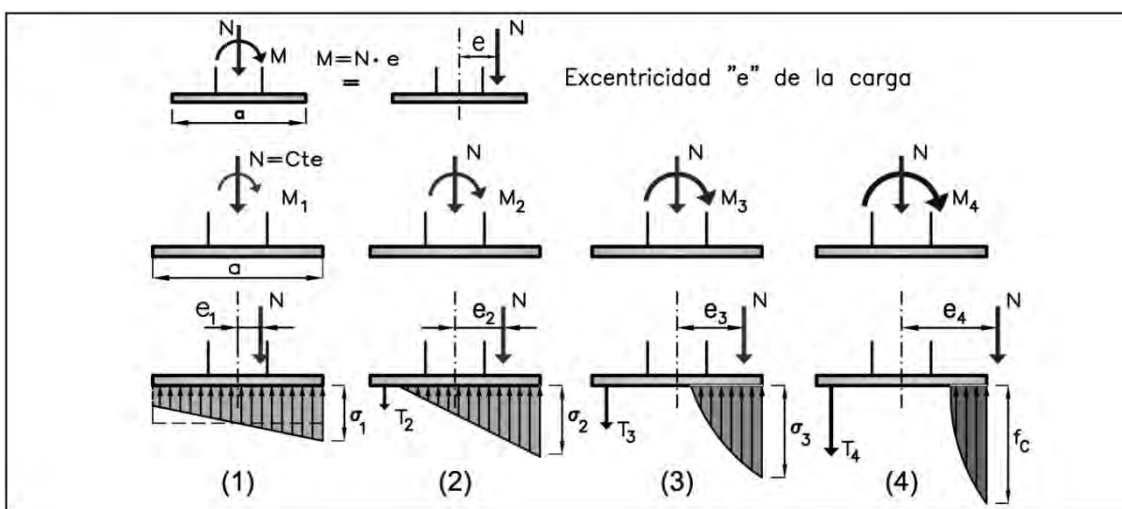


Figura 13.7: Evolución de la distribución de tensiones en flexión excéntrica creciente

La ley de presiones pasa de una distribución trapezoidal (1) con flexión débil, a triangular (2) siendo necesaria la participación de los pernos a tracción (T_2).

La distribución de tensiones en el hormigón puede asimilarse a una parábola (3) hasta alcanzar la resistencia a compresión en el hormigón f_c (4), instante en que se agota la placa por rotura del hormigón. La parábola puede simplificarse en una distribución rectangular.

En función a la relación entre los esfuerzos podemos distinguir los siguientes tipos:

13.4.2 COMPRESIÓN CENTRADA

El axil domina al flector y el área eficaz o colaborante de la base de la placa se encuentra toda comprimida. Los pernos no se tienen en cuenta por que no contribuyen.

La condición que debe verificarse para ser *centrada* es que la excentricidad e del axil (distancia de la línea de acción del axil N al centro de la placa) se sitúe dentro del núcleo central según la teoría de la R.M. Así el flector provoca una tensión siempre inferior a la debida al axil, no existiendo *descompresión* (Figura 13.8.1).

La distribución de tensiones es trapezoidal y el cálculo de f_c (tensión en el hormigón) se realiza mediante la expresión de la R.M. para la flexión compuesta ($f_c = N/A \pm M/W$). Esta tensión f_c debe ser inferior a la *resistencia portante del hormigón a compresión* ($f_c \leq f_{jd}$).

Un problema de cálculo surge porque los valores del área A y momento resistente W , no se toman del área total de la placa $a \times b$, sino del área eficaz que transmite presiones.

Es el caso muy habitual de soportes de edificación de viviendas u oficinas, en donde el axil es elevado y el momento es pequeño. También puede ocurrir en pilares centrales de pórticos dobles o múltiples a dos aguas, cerchas o celosías múltiples, etc.

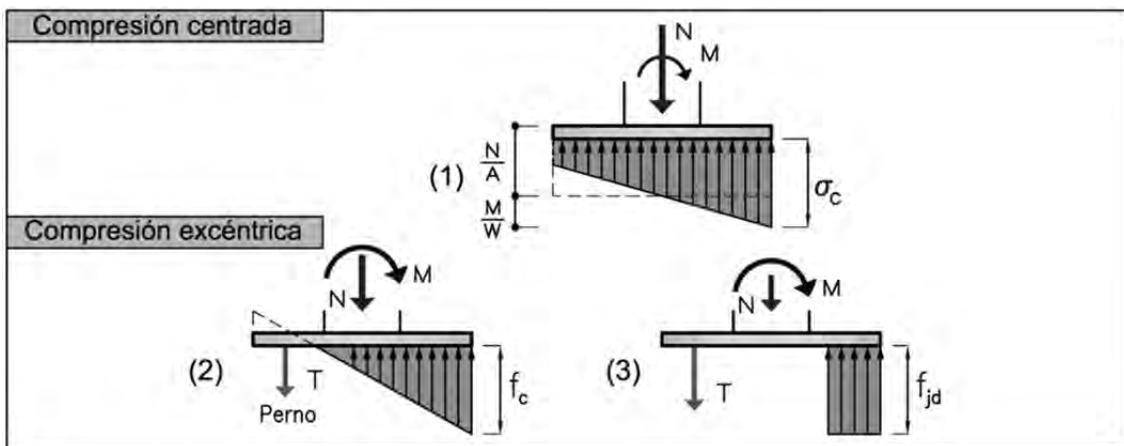


Figura 13.8: Tipos de placa según la relación $e = M/N$

13.4.3 COMPRESIÓN EXCÉNTRICA

El momento (excentricidad) es de mayor valor y no se verifica la condición anterior. Es importante señalar que en este caso existe una zona comprimida bajo la placa y el resto del área se encontraría en *principio* traccionada,

Sin embargo, en realidad la adhesión de contacto hormigón-acero es **incapaz** de evitar que se **separen** ambos materiales. Por ello es totalmente necesaria la existencia de pernos, ya que estos se encargan exclusivamente de transmitir al cimiento las tracciones existentes.

Para el hormigón se han utilizado, como modelo de cálculo, distribuciones elásticas triangulares (Figura 13.8.2, excentricidades medias) o plásticas rectangulares (Figura 13.8.3, excentricidades elevadas) o parabólicas.

Es la situación corriente en pilares exteriores de naves, tanto de cerchas o celosías como pórticos. Para estos últimos la excentricidad es bastante superior, por lo que las dimensiones de la placa, cartelas y pernos bastante son mayores.

En este texto se trata exclusivamente este caso o compresión con gran excentricidad. Se supone una distribución rectangular de tensiones y pernos a tracción en la cara opuesta de la placa (Figura 13.8.3).

13.5 - Cálculo de los elementos de una placa según la EAE

13.5.1 AREA EFICAZ Y RESISTENCIA EN COMPRESIÓN

El área eficaz de contacto queda definida por la superficie comprimida que se detalla a continuación. El producto del área eficaz por la resistencia a compresión del hormigón es, en un caso de compresión pura, la que transmite la placa al cemento.

La región de contacto en compresión, o área eficaz de apoyo de la basa, dependiente del espesor de ésta, **estará formada por la región de basa limitada por segmentos de recta paralelos a las caras de los perfiles y cartelas que forman la sección de arranque del soporte, a una distancia máxima c de dichas caras.**

En flexión compuesta, se considera la región parcial del área eficaz que permite establecer, junto con las tracciones en los pernos de anclaje, una configuración de esfuerzos en equilibrio con los del axial y momento de cálculo del soporte en el arranque. Cada región comprimida puede interpretarse en sección como la silueta perimetral del perfil (Figura 13.9) y además, si se colocan, de las chapas o cartelas que lo rigidizan.

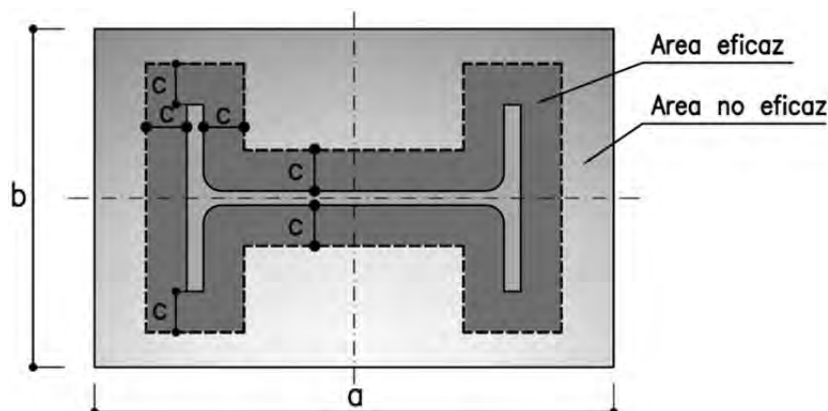


Figura 13.9: Bases de soportes. Área portante equivalente

- c Distancia máxima (por si la placa es más pequeña) que configura la región de la basa limitada por segmentos de recta paralelos a la cara de los perfiles :

$$c \leq t \cdot \sqrt{\frac{f_{yd}}{3 \cdot f_{jd}}}$$

- t Espesor de la placa

- f_{yd} Resistencia de cálculo del acero de la basa con $\gamma_M = 1.05$

- f_{jd} Resistencia portante de la superficie de asiento. Para el caso de apoyos sobre macizos, que aseguran un confinamiento al hormigón, la resistencia del hormigón puede ser bastante superior a la resistencia de cálculo f_{cd} . En este texto no se considera este fenómeno:

$$f_{jd} = f_{cd}$$

f_{cd} : Resistencia de cálculo del hormigón a compresión: $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c$, $\gamma_c = 1.5$

Así un hormigón HA-25, es: $f_{cd} = 250/1.5 = 166.7 \text{ kg/cm}^2$

Las cimentaciones de naves suelen fabricarse con hormigón HA-25 y el acero es S275, lo que permite obtener la distancia máxima perimetral c :

$$c = 2.289 \cdot t$$

El ancho del perímetro de contacto c es proporcional al espesor de la placa t .

13.6 - Dimensionado de bases de anclaje

Pueden darse diversos casos según el tipo de geometría, esfuerzos y existencia y forma de disponer las cartelas. En este Apartado se trata la geometría más habitual de bases con cartelas de pilares de naves: a **flexión compuesta, pernos** a tracción y **cartelas**.

13.6.1 FUNCIONAMIENTO

Las bases de pilares de pórticos o celosías suelen ser excéntricas. Las cartelas aumentan en gran medida el área eficaz de contacto placa-cimiento, alejándola del centro de la placa. Con ello se consigue **mayor brazo de palanca** para resistir el flector.

Su funcionamiento es similar a una sección de una viga de hormigón armado, los pernos de uno de los lados como armadura trabajando a tracción, y el área eficaz de contacto placa-cimiento, en el lado opuesto, transmitiendo tensiones de compresión.

El objetivo de este Apartado es dimensionar los **pernos de anclaje**, tipo, diámetro y número, para lo cual debemos calcular la tracción que deben soportar. Para ello es necesario en primer lugar determinar el área eficaz de transmisión de tensiones de compresión bajo la placa (zonas sombreadas de la Figura 13.10).

En compresión pura, es un contorno perimetral del pilar y las cartelas, a una distancia c (13.5.1.). En flexión, es sólo una parte del área eficaz, de longitud " x " desde uno de los bordes (Figura 13.10 (a)).

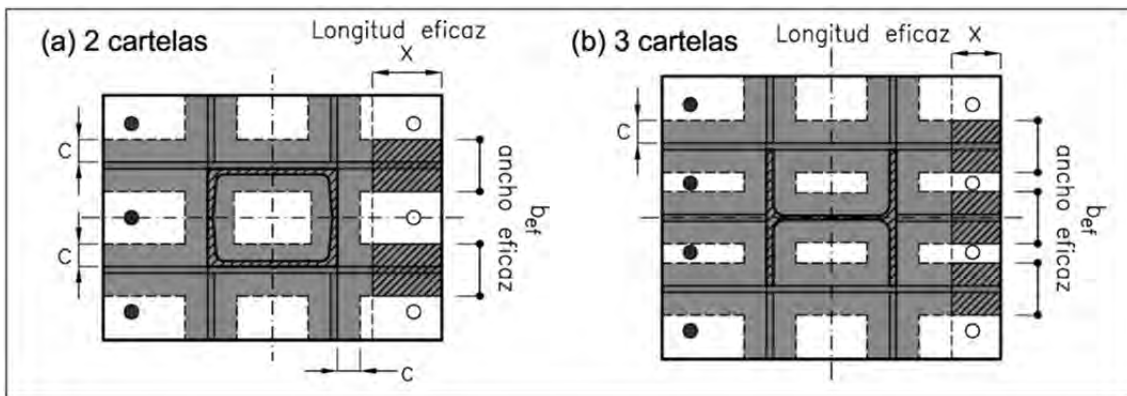


Figura 13.10: Ejemplos de área eficaz ($x \cdot b_{ef}$) en una basa con cartelas a flexocompresión

Pueden presentarse diversas configuraciones, como los ejemplos de la Figura 13.10. En todos los casos, el área eficaz es el producto del ancho eficaz b_{ef} por la longitud eficaz x :

- (a) Se representa un pilar 2UPN en cajón con dos cartelas en cada dirección
- (b) Se añade una cartela en prolongación del alma del soporte de perfil H, con un total de 3 cartelas longitudinales

13.6.2 PLANTEAMIENTO

Para **simplificar** los cálculos de dimensionado, sólo se va a considerar el área eficaz perimetral de las cartelas longitudinales (área sombreada de la Figura 13.11) y se va a despreciar la colaboración de las cartelas transversales y de parte del área bajo el pilar.

Salvo axiles altos en placas pequeñas, es habitual que la longitud " x " comprimida se localice en la zona de las *aletas* de las cartelas, en cuyo caso la simplificación no afecta al cálculo. El área eficaz es la que realmente existe.

Se va a desarrollar un método de cálculo de la tracción **T** en los pernos (Figura 13.11) para la situación más habitual de un pilar rigidizado con dos o más cartelas

longitudinales interiores. El área eficaz simplificada se define por el contorno que se representa.

Se plantea un sistema de dos ecuaciones de equilibrio, cuyas incógnitas son x y T . Solucionada la segunda ecuación que es de 2º grado, se obtiene el valor de x que sustituido en la 1º permite obtener la tracción T en los pernos.

(1)	Equilibrio de fuerzas:	$N_{Ed} = x \cdot b_{ef} \cdot f_{cd} - T$
(2)	Equilibrio de momentos:	$M_{Ed} + N_{Ed} \cdot (d - \frac{a}{2}) = x \cdot b_{ef} \cdot f_{cd} \cdot (d - \frac{x}{2})$

Se observa que el ancho "b" no interviene, pues sólo se aprovecha el eficaz b_{ef} .

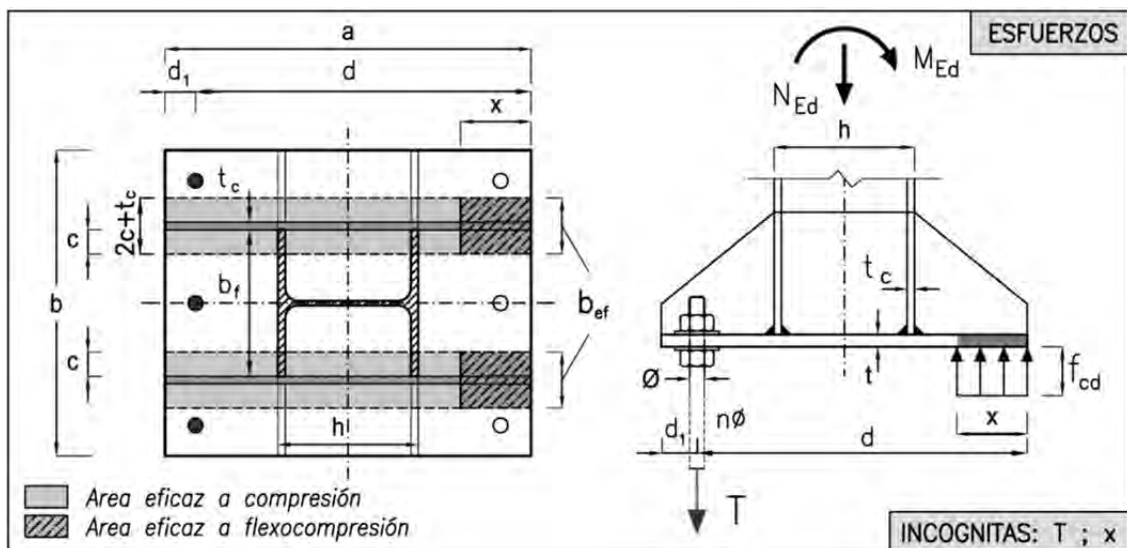


Figura 13.11: Dimensionado de pernos de una base de anclaje con cartelas

La resolución de las ecuaciones anteriores conduce al siguiente resultado:

$$(3) \quad x = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_T}{b_{ef} \cdot f_{cd}}} \rightarrow T = b_{ef} \cdot f_{cd} \cdot x - N_{Ed}$$

Incógnitas:

x Profundidad o longitud de la zona comprimida (debe ser $0 \leq x \leq d$)

T Tracción total en los pernos. Debe ser $T \geq 0$

Esfuerzos:

N_{Ed} Axil de cálculo de compresión en la base del pilar (negativo si es de tracción)

M_{Ed} Flector de cálculo en la base del pilar

M_T $M_{Ed} + N_{Ed} \cdot (d - a/2)$: Flector respecto a los pernos a tracción

Dimensiones:

a Canto de la placa de anclaje

d Distancia de los pernos a tracción al borde opuesto de la placa: $d = a - d_1$, siendo d_1 la distancia del centro de gravedad del perno al borde más próximo de la placa (canto útil)

b_{ef} Ancho efectivo de la área comprimida correspondiente al área eficaz: lados paralelos a las cartelas a una distancia c :

$$b_{ef} = \min [n_c \cdot (t_c + 2 \cdot c) ; b_f + 2 \cdot (t_c + c)]$$

n_c	Número de cartelas interiores (distancia al borde de la placa mayor que c)
c	Distancia máxima perimetral que configura el área eficaz (11.5.3.)
t_c	Espesor de la cartela. Puede tomarse igual o superior al ala del pilar
b_f	Ancho del ala del pilar

b Ancho de la placa de anclaje. Ancho mínimo: $b_{min} = b_f + 2 \cdot (t_c + c)$

Resistencia placa

$b_{ef} \cdot f_{cd}$ Esfuerzo resistido en compresión del hormigón por unidad de longitud de placa

Dimensionado de los pernos:

$$i_p = \frac{T}{n_p \cdot T_u} \leq 1 ; L, p$$

- i_p Índice resistente del perno a tracción
- n_p, T_u Número de pernos a **tracción** (mínimo 2).
- T_u Esfuerzo de agotamiento del perno (Tabla 13.2). Se elige de forma que el producto $n_p \cdot T_u$ supera la tracción de cálculo de los pernos T
- L, p Longitud de anclaje según tipo de anclaje (Tabla 13.2) y longitud mínima de la patilla (Tabla 13.1) si el anclaje es en patilla

Comentarios:

El esquema de funcionamiento analizado es válido siempre que sea posible obtener una solución real, siendo además $0 \leq x \leq d$ y $T \geq 0$. Cuando no ocurre así, el modelo anterior no puede aplicarse, lo que se debe a:

- Soporte a flexotracción con tracción elevada, que ocasiona que todos los pernos estén traccionados. Ocurre si el axil de tracción $N_{Ed} > M_{Ed}/(d - 0.5 \cdot a)$
- Elevado axil de compresión (débil excentricidad). Los pernos no llegan a estar traccionados, aunque deben colocarse no es necesario dimensionarlos
- Canto a de la placa insuficiente. Los esfuerzos son muy elevados en relación al canto de la placa por lo que no puede obtenerse un equilibrio. Debe aumentarse el canto

13.7 - Cálculo de la basa de la estructura en celosía

13.7.1 REACCIONES EN EL APOYO

Se consulta el listado de reacciones en la base empotrada del pilar HEA-180. Son la reacción vertical FZ, el flector MY, para la combinación 3.

Nudo	Comb	FZ	MY
		kg	kg-m
3	COMB3	5467	3920

La peor combinación depende del elemento que se trate, pernos o cartelas. Puede ser necesario, en ocasiones, tener que comprobar varias combinaciones por elemento. Es habitual que la peor situación corresponda a la de mayor flector, que es la combinación 3.

13.7.2 PREDIMENSIONADO DE LA BASE DE ANCLAJE

Para un pilar HEA-180, el predimensionado de la placa es:

PLACA	Longitud: a = 40 cm	Ancho : b = 35 cm	Espesor t = 20 mm
-------	---------------------	-------------------	-------------------

En cuanto al tipo de material de cada uno de los elementos, las resistencias son:

	γ	Tipo	Resistencia (kg/cm ²)
PLACA y CARTELAS	1.05	S275JR	$f_{yd} = f_y/\gamma_{M0} = 2750/1.05$
PERNOS	1.25	4.6	$f_{ud} = f_u/\gamma_{M2} = 4000/1.25$
HORMIGON	1.5	HA-25	$f_{cd} = 166.7$

13.7.3 COMPROBACIÓN DE LA TRACCIÓN EN LOS PERNOS

Distancia entre el eje del tornillo y borde de la placa $d_1 = 4$ cm.

Cartelas: $n_c = 2$ unidades de 12 mm de espesor.

La tracción en los pernos se obtiene de las siguientes expresiones. El axil de compresión se sustituye con signo más y el flector en valor absoluto:

Cotas en mm.

$$x = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_T}{b_{ef} \cdot f_{cd}}} ; T = b_{ef} \cdot f_{cd} \cdot x - N_{Ed}$$

$x = 36 - \sqrt{36^2 - \frac{2 \cdot 479472}{20.712 \cdot 166.7}} = 4.09 \text{ cm}$ $T = 20.712 \cdot 166.7 \cdot 4.09 - 5467 = 8654 \text{ kg}$		
a x b	40x35 cm ²	Longitud por ancho de la placa de anclaje.
d	36 cm	Distancia pernos al extremo opuesto de la placa: $d = a - d_1 = 40 - 4 = 36 \text{ cm}$
N _{Ed}		Axil y flector
5467 kg		
M _{Ed}		Flector respecto a los pernos a tracción
3920 mkg		
M _T = M _{Ed} + N _{Ed} · (d – a/2)		
M _T = 3920 · 100 + 5467 · (36 – 40/2) = 419472 cm kg		
b _{eff}	20.712 cm	Ancho efectivo del área comprimida correspondiente al área eficaz: $b_{eff} = \min [n \cdot (t_c + 2 \cdot c) ; b_f + 2 \cdot (t_c + c)]$ $b_{eff} = \min [2 \cdot (1.2 + 2 \cdot 4.578) ; 18 + 2 \cdot (1.2 + 4.578)] = 20.712 \text{ cm.}$
n	2	Número de cartelas interiores
t _c	1.2 cm	Espesor de las cartelas
c	4.578 cm	Distancia máxima c perimetral (HA-25 ; t = 20 mm. c = 2.289·t)
b _f	18 cm	Ancho del ala del pilar HEA-180
f _{cd}	166.7 kg/cm ²	Resistencia de cálculo del hormigón a compresión HA-25

El ancho mínimo de la placa debe ser: $b_{min} = b_f + 2 \cdot (t_c + c) = 29.56 \leq b = 35 \text{ cm.}$

13.7.4 DIMENSIONADO DE LOS PERNOS

La resistencia de un perno roscado a tracción $\phi 20$ se obtiene de la Tabla 13.2: $T_u = 5993 \text{ kg}$. La comprobación de la resistencia para $n_p = 2$ tornillos en la zona traccionada es:

$$i_p = \frac{T}{n_p \cdot T_u} = \frac{8654 \text{ kg}}{2 \cdot 5993 \text{ kg}} = 0.72 \leq 1 \quad ; \quad L = 63 \text{ cm} , \quad p = 75 \text{ mm}$$

Para un hormigón HA-25 y diámetro del perno de 20 mm, la longitud de anclaje en patilla es $L = 67 \text{ cm}$ y la longitud p mínima de la patilla es 75 mm. (Ver Tabla 13.1 y Tabla 13.2).

13.8 - Cálculo de la basa del pórtico

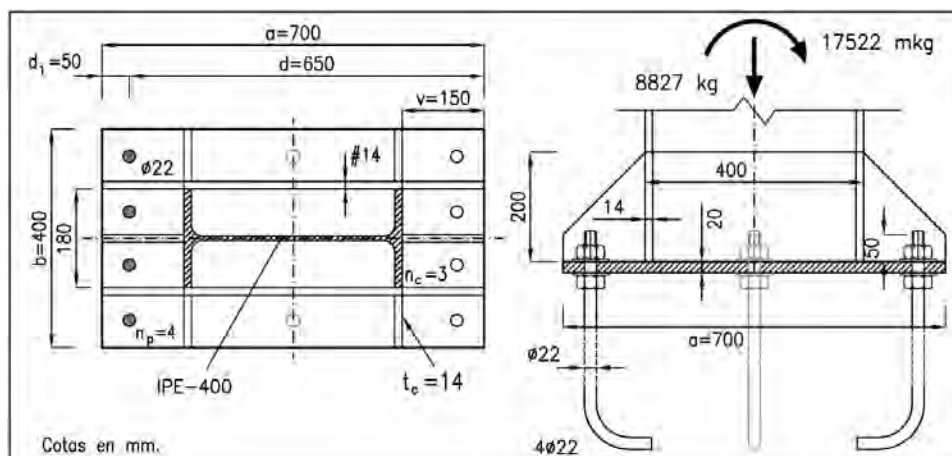
Para un pilar IPE-400, el predimensionado de la placa es:

PLACA	Longitud: a = 70 cm	Ancho : b = 40 cm	Espesor t = 20 mm
-------	---------------------	-------------------	-------------------

13.8.1 COMPROBACIÓN DE LA TRACCIÓN EN LOS PERNOS

Distancia entre el eje del tornillo y borde de la placa $d_1 = 5$ cm.

Cartelas: $n_c = 2$ unidades de 14 mm de espesor.



$x = 65 - \sqrt{65^2 - \frac{2 \cdot 2017010}{29.956 \cdot 166.7}} = 6.545 \text{ cm}$ $T = 29.956 \cdot 166.7 \cdot 6.545 - 8827 = 23849 \text{ kg}$			
a x b	70x40 cm ²	Longitud por ancho de la placa de anclaje.	
d	65 cm	Distancia pernos al extremo opuesto de la placa: $d = a - d_1 = 70 - 5 = 65 \text{ cm}$	
	N_{Ed}	M_{Ed}	
	8827 kg	17522 mkg	Axil y flector
	$M_T = 17522 \cdot 100 + 8827 \cdot (65 - 70/2) = 2017010 \text{ cm kg}$		
b_{eff}	29.956 cm	Ancho efectivo del área comprimida correspondiente al área eficaz: $b_{eff} = \min [3 \cdot (1.4 + 2 \cdot 4.578) ; 18 + 2 \cdot (1.4 + 4.578)] = 29.956 \text{ cm.}$	
n	3	Número de cartelas interiores	
t_c	1.4 cm	Espesor de las cartelas	
c	4.578 cm	Distancia máxima c perimetral (HA-25 ; t = 20 mm. $c = 2.289 \cdot t$)	
b_f	18 cm	Ancho del ala del pilar IPE-400	

El ancho mínimo de la placa debe ser: $b_{min} = b_f + 2 \cdot (t_c + c) = 29.96 \leq b = 40 \text{ cm.}$

13.8.2 DIMENSIONADO DE LOS PERNOS

La resistencia de un perno roscado a tracción $\phi 22$ se obtiene de la Tabla 13.2: $T_u = 7427 \text{ kg}$. La comprobación de la resistencia para $n_p = 4$ tornillos en la zona traccionada es:

$$i_p = \frac{T}{n_p \cdot T_u} = \frac{23849 \text{ kg}}{4 \cdot 7427 \text{ kg}} = 0.80 \leq 1 \quad ; \quad L = 70 \text{ cm} , p = 75 \text{ mm}$$

Para un hormigón HA-25 y diámetro del perno de 22 mm, la longitud de anclaje en patilla es $L = 73 \text{ cm}$ y la longitud p mínima de la patilla es 75 mm. (Ver Tabla 13.1 y Tabla 13.2).

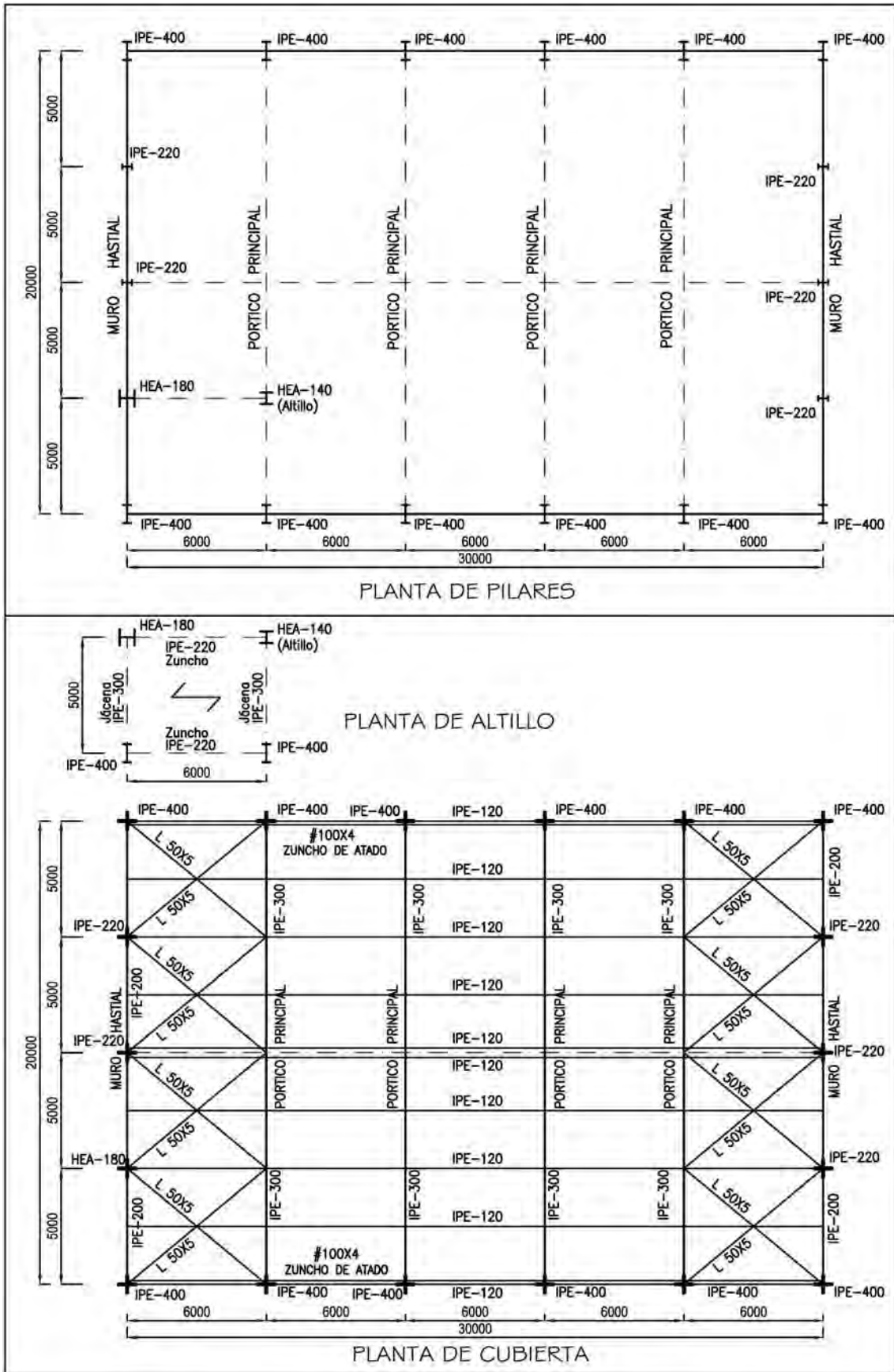


Figura 13.12: Planta de pilares y planta de cubierta

14.- CALCULO DEL MURO HASTIAL

14.1 - Tipología

Los muros hastiales, piñones o testers, son las fachadas exteriores paralelas a los planos de los pórticos. Suelen constituirse de dos formas:

- La más habitual es dimensionar una serie de pilares, a separaciones habituales entre $s_h = 4$ a 6 m, que soportan las acciones de viento en esta fachada. Sobre estos pilares apoyan unos dinteles que reciben el extremo de las correas de cubierta
- Otras veces (por ejemplo para facilitar futuras ampliaciones, en estructuras abiertas, etc.) se repite la misma estructura (pórtico o celosía) que en vanos interiores. Es necesario diseñar unos pilares, como en el caso anterior, que soporten las acciones de viento sobre la fachada, pero que no reciban carga vertical de la cubierta

14.2 - Comportamiento

Los pórticos o celosías interiores se han dimensionado para que resuelvan de forma satisfactoria las acciones que actúan en su plano, tanto las cargas gravitatorias (acciones permanentes, uso y nieve), como el viento (Figura 14.1).

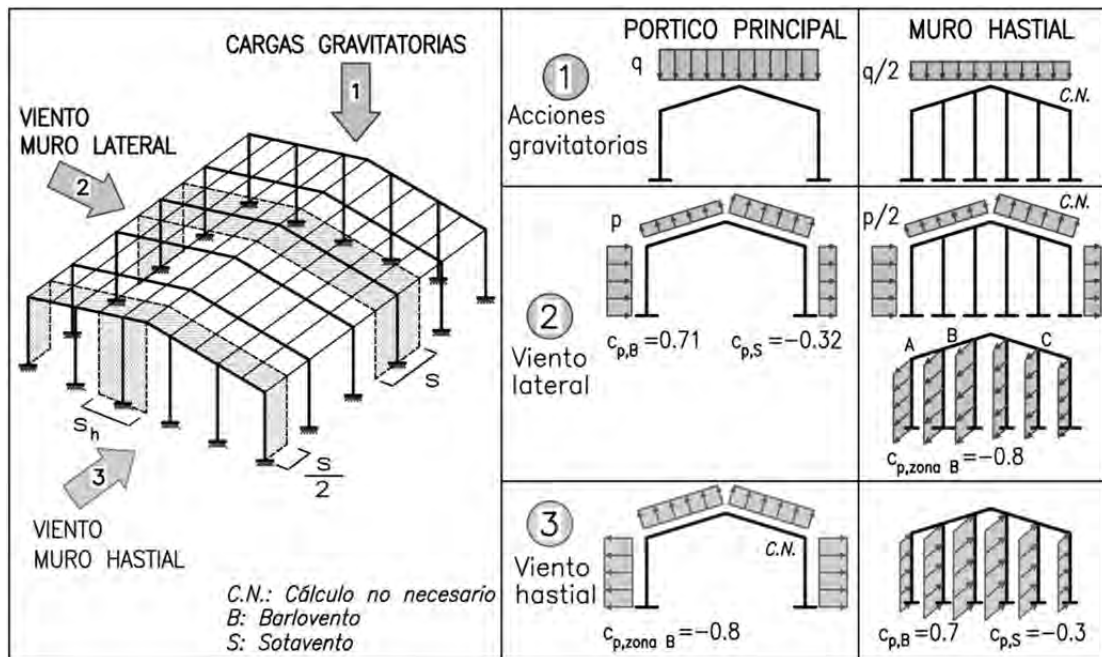


Figura 14.1: Distintas formas de actuación de las cargas sobre una nave. Las separaciones entre pilares se consideran fijas en cada fachada: s : fachada lateral ; s_h : fachada hastial

En cambio el muro hastial recibe la carga gravitatoria de cubierta o la acción del viento en la fachada lateral correspondiente a **medio** vano, encontrándose en general menos solicitado. Pero además soporta de forma directa la acción del viento sobre su fachada de dos formas:

- a) El viento lateral V2, además de afectar a las fachadas (Zona D a barlovento y zona E a sotavento), ejerce succión sobre los muros hastiales. Estos se encuentran divididos en 3 zonas: A (que afecta habitualmente sólo al pilar de esquina), B que puede abarcar varios pilares de fachada y C en el extremo opuesto en el que incide el viento.
- b) El viento frontal V3 sobre el muro hastial: presión a barlovento (zona D) y succión a sotavento (zona E). A su vez provoca succión (A, B y C) en la fachada lateral

14.3 - Dintel

14.3.1 MODELOS DE CÁLCULO

El dintel soporta los extremos de las correas de cubierta. A su vez se apoya en los pilares de la fachada hastial. La luz de cada dintel coincide con la separación de los pilares de la fachada hastial.

Puede ejecutarse como simplemente apoyado (más habitual) o como viga continua. Las cargas son puntuales allí donde apoyan las correas excepto el peso propio del dintel. Los flectores máximos y las flechas son pequeños. Para simplificar el cálculo se supone que el dintel se encuentra simplemente apoyado.

Este dintel además se encuentra comprimido. Una parte de la compresión (muy pequeña) se debe a la inclinación del dintel. Otra parte de la compresión, que se estudia en el Tema 15, se debe al arriostrado de cubierta. Su valor puede ser bastante elevado. Por ello es necesario proporcionar la suficiente estabilidad a pandeo (controlar la esbeltez de la pieza)

Un tipo de perfil muy utilizado es el IPE por resultar bastante económico. Aunque los flectores sean muy reducidos en casos habituales, es recomendable por razones de estabilidad y atado, utilizar como mínimo un IPE-180 ó IPE-200.

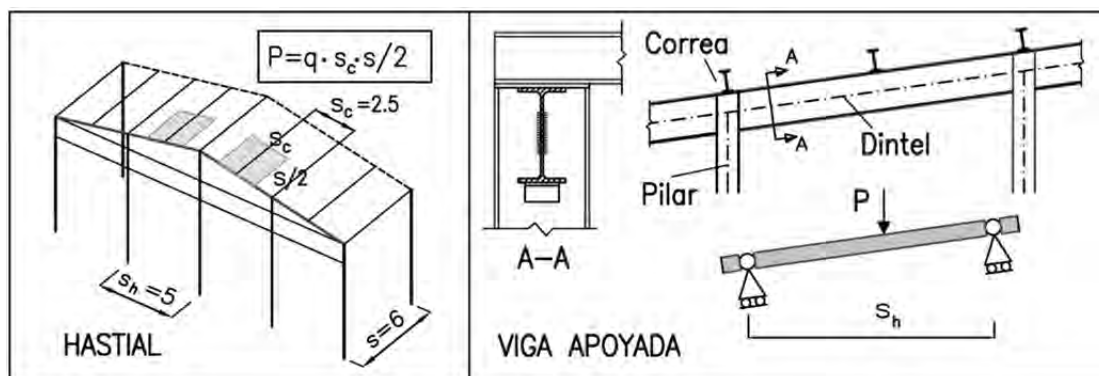


Figura 14.2: Dintel simplemente apoyado. (modelo de cálculo)

14.3.2 ACCIONES

Calculamos la carga superficial q (Figura 14.2). Se consideran las cargas verticales que, salvo el peso propio del dintel, son idénticas que los pórticos interiores (Comb. 2).

Si suponemos para el dintel, por ejemplo, un perfil **IPE-200**, de peso 22.4 kg/ml, el peso unitario sería $22.4/(6/2) \cong 7.5 \text{ kg/m}^2$. Así, las acciones permanentes son $(25+7.5) \text{ kg/m}^2$.

Permanentes: 32.5 kg/m^2 ; Uso: 40 kg/m^2 ; Nieve : 30 kg/m^2

Viento (presión barlovento): $45 \text{ kg/m}^2 \cdot 1.5 \cdot 0.2 = 13.5 \text{ kg/m}^2$

$$q = 32.5 \cdot 1.35 + 40 \cdot 1.5 + 30 \cdot 0.75 + 13.5 \cdot 0.9 = 138.5 \text{ kg/m}^2$$

14.3.3 CÁLCULO DE ESFUERZOS Y DIMENSIONADO

Se adopta el modelo de viga simplemente apoyada (articulada a los pilares). Las correas que coinciden con el pilar no provocan flexión en el dintel. Afectan sólo las correas intermedias y se aplican sus acciones al dintel como cargas puntuales.

1) El flector máximo del dintel sometido al apoyo de una correa central, vale:

$$M_{\max} = \frac{P \cdot L}{4} = \frac{P \cdot s_h}{4} = \frac{1039 \cdot 5}{4} = 1299 \text{ mkg}$$

P 1039 kg Carga puntual gravitatoria transmitida por la correa:

$$P = q \cdot s_c \cdot s/2 = 138.5 \text{ kg/m}^2 \cdot 2.5 \cdot 6/2 = \underline{1039 \text{ kg}}$$

L 5 m Luz del vano ($L = s_h$ o separación de pilares hastiales)

Si se prueba con un perfil IPE-200 (Clase 1), el índice resistente que se obtiene es:

$$\frac{M_{\max}}{W_{pl,z} \cdot f_{yd}} = \frac{1299 \cdot 100}{220 \cdot 2619} = 0.23 \leq 1$$

El índice para este tipo de viga suele ser muy pequeño, pero no reducimos de perfil.

- 2) El dintel, debido a su inclinación, tiene un pequeño axil de compresión. Además, en el próximo apartado se explicará como el dintel es el cordón de una celosía cuya triangulación son las riostras y montantes. Cuando el viento ejerce presión en el hastial, el dintel se encuentra bastante comprimido. A pesar de ello, la tensión del axil es pequeña, siendo lo más importante evitar una esbeltez excesiva.

Con una cubierta rígida, la separación entre correas es la longitud de pandeo lateral. En este texto se recomienda que la esbeltez reducida sea inferior a 2:

$$\bar{\lambda} = \frac{250}{2.24 \cdot 86.815} = 1.29 \leq 2$$

Comentarios:

- Para otros casos de disposición de correas, el flector podría calcularse:
Las correas siguen la modulación de los pilares hastiales (algunas apoyan en los pilares), siendo s_c la separación entre correas y $L = s_h$ la separación entre pilares:
1 correa intermedia: $M_{\max} = P \cdot L/4 = P \cdot s_c/2$
2 correas intermedias: $M_{\max} = P \cdot L/3 = P \cdot s_c$
3 correas intermedias: $M_{\max} = P \cdot L/2 = P \cdot s_c \cdot 2$
- Cualquier distribución de correas: para simplificar, se considera como carga uniforme: $Q = q \cdot s/2$; $M_{\max} = Q \cdot L^2/8$ (s : separación pilares laterales).
 $Q = 138.5 \cdot 6/2 = 415.5 \text{ kg/m}$; $M_{\max} = 415.5 \cdot 5^2/8 = 1299 \text{ kgm}$, igual al calculado.

14.4 - Pilares

Respecto a cualquier tipo de carga, le afecta la mitad de superficie ($s/2$) que los vanos intermedios de los pórticos o celosías de la nave.

Las reacciones en los apoyos del dintel son la pequeña compresión que solicita a los pilares. La influencia en la comprobación de resistencia del pilar es **despreciable**. Sólo es necesario verificar la esbeltez del pilar, especialmente en el plano débil (lateral).

14.4.1 ACCIÓN DEL VIENTO

Pilar de esquina

Este pilar tiene esfuerzos bastante reducidos, por lo que no es necesario realizar cálculos.

Una solución habitual es colocar, como pilares en las esquinas de la nave, el **mismo perfil** y en la misma posición que en las fachadas laterales.

Pilares interiores

Para el resto de pilares hastiales (intermedios en la fachada), respecto al viento se presentan dos casos:

- 1) Viento normal a la fachada lateral: les corresponde la zona B o C (La A suele afectar sólo al pilar de esquina). La peor zona es la **B** con un coeficiente eólico $c_p = -0.8$
- 2) Viento perpendicular a la fachada hastial: es zona D. El coeficiente eólico es **+0.7** en la fachada a barlovento y **-0.3** a sotavento (la esbeltez de la nave es $6.6/30 = 0.22 < 0.25$, Tabla A.9). Es inferior al 1º caso

14.4.2 MODELOS DE CÁLCULO

La bases de estos pilares suelen ejecutarse como empotradas. En cambio, la forma del trabajo del pilar depende del tipo de *sujeción* que reciba en su extremo superior:

- a) **Viga empotrada/apoyada** (nave arriostrada): El extremo superior del pilar tiene el desplazamiento impedido y constituye un apoyo simple horizontal. Esto puede conseguirse *arriostrando* la cubierta y fachada lateral de la nave (Tema 15). Se diseñan unas barras adicionales que inmovilizan el plano de cubierta y los planos de las fachadas laterales a desplazamientos longitudinales.

El momento en la base, que es el máximo, es:

$$M_{x=0} = \frac{q_e \cdot s_h \cdot L^2}{8} \quad \text{E: 14.1}$$

q_e Presión estática del viento: $q_b \cdot c_e \cdot c_p$

q_b Presión dinámica del viento función de la zona geográfica

c_e Coeficiente de exposición a la altura máxima (coronación) del pilar

c_p Coeficiente de presión del viento normal a la fachada lateral (zona B, **+0.8**)

s_h Separación entre pilares

L Altura del pilar. Se toma el central por ser más alto (si s_h es constante)

Respecto a las reacciones, sus valores en la base ($x = 0$) y en cabeza ($x = L$) son:

$$V_{x=0} = \frac{5}{8} \cdot q_e \cdot s \cdot L \quad ; \quad V_{x=L} = \frac{3}{8} \cdot q_e \cdot s \cdot L \quad \text{E: 14.2}$$

Esto significa que 5/8 partes de la acción del viento pasan a la cimentación (empotramiento) y 3/8 partes se quedan en la cubierta (apoyo). Los *arriostramientos* son los encargados de transferir la carga desde los apoyos simples en cabeza de los pilares hastiales a las fachadas laterales (Tema 15).

Este modelo simple permite calcular los pilares del muro hastial sin necesidad de usar un programa de cálculo, con una estructura que debe definirse como espacial.

- b) **Viga en voladizo** (nave sin arriostrar): La cabeza del pilar tiene un desplazamiento casi libre ya que el resto de la estructura de la nave prácticamente no colabora. Los pilares de los pórticos tienen escasa rigidez lateral (inercia respecto al eje z normal al plano de la estructura) por lo que no aportan una restricción apreciable a dicha traslación. Las correas transmiten el empuje de unos vanos a otros

La resistencia y rigidez debe confiarse totalmente a los pilares del muro hastial. El momento en la base, con una distribución uniforme de cargas, es:

$$M_{x=0} = \frac{q_e \cdot s_h \cdot L^2}{2} \quad \text{E: 14.3}$$

Si comparamos con la viga en voladizo, el flector, se reduce a la **cuarta** parte.

El flector en la base es muy grande, por lo que este modelo exige elevados perfiles de los pilares y grandes dimensiones de la cimentación, por lo que **suele evitarse**, siempre que se pueda arriostrar la nave. La deformación es muy alta, siendo la estabilidad del conjunto bastante reducida.

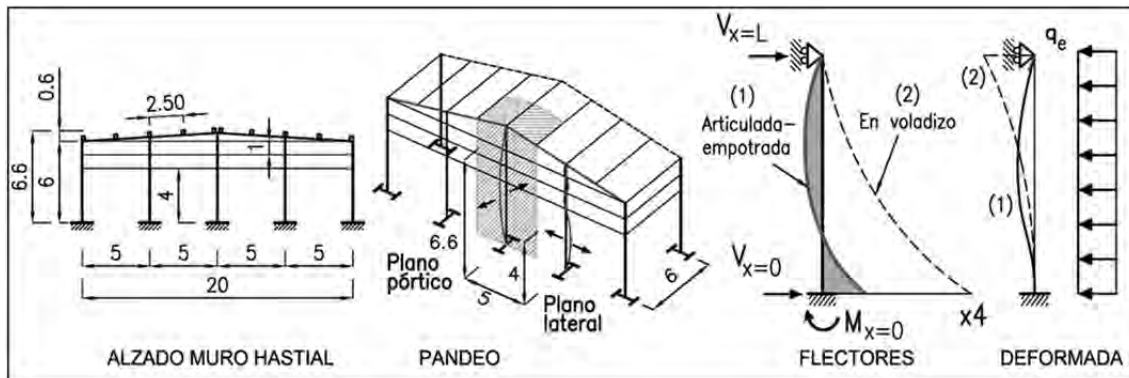


Figura 14.3: Muro hastial del ejemplo. Posición de los pilares y planos de pandeo

14.4.3 CÁLCULO DE ESFUERZOS

Se formula la hipótesis de considerar el pilar como una viga empotrada/apoyada. Se estudiará uno de los pilares centrales, por ser de mayor longitud. Predimensionamos el pilar con **IPE-220** (Clase 1 en flexión) (Nota: el pilar del altillo se cambia por HEA-180)

1.- Cargas verticales:

De forma similar a las fachadas laterales, considerando la unión panel de fachada-correas como rígido, la longitud a considerar a pandeo lateral (Figura 14.3) es de 4 m. Se comprueba con la recomendación que la esbeltez reducida sea inferior a 2:

$$\bar{\lambda} = \frac{L \cdot \beta}{i_z \cdot \lambda_{cri}} = \frac{400 \cdot 1}{2.48 \cdot 86.815} = 1.86 < 2$$

Nota: Para el pilar del hastial que soporta el dintel del altillo, un perfil IPE-220 resulta escaso. Se puede cambiar por un perfil HEA de momento resistente similar, pero más estable a pandeo, como un HEA-180.

2.- Acción del viento: Responsable del flector, que es máximo en la base del pilar. Se utiliza la expresión para viga empotrada-apoyada con carga uniforme:

$$M_{x=0} = \frac{q_e \cdot s_h \cdot L^2}{8} = \frac{1.5 \cdot 54 \cdot 5 \cdot 6.6^2}{8} = 2205 \text{ kgm}$$

$\gamma_{viento} = 1.5$
 $q_e = 54 \text{ kg/m}^2$

Coefficiente de mayoración del viento como carga principal.

Presión estática del viento: $q_b \cdot c_e \cdot c_p$

$q_b = 45 \text{ kg/m}^2$ Presión dinámica del viento

$c_{e,h} = 1.5$ Coeficiente de exposición a la altura h.

$c_p = -0.80$ Coeficiente de succión (zona B).

$s_h = 5 \text{ m}$

Separación entre pilares

$L = 6.6 \text{ m}$

Altura del pilar más largo del muro hastial

3.-- Comprobación del pilar. Es suficiente realizar una comprobación de resistencia:

$$\frac{M_{max}}{W_{pl,y} \cdot f_{yd}} = \frac{2205 \cdot 100}{286 \cdot 2619} = 0.29 \leq 1$$

15.- ARRIOSTRAMIENTOS

15.1 - Definiciones

Son los elementos estructurales (riostras, zunchos de atado) y no estructurales (cerramientos colaborantes con rigidez y resistencia suficientes), cuyas funciones son:

- (1) Estabilidad a viento: canalizan los esfuerzos de la fachada hastial, a través de la cubierta, a la fachada lateral y de ahí a la cimentación. Aportan rigidez longitudinal, al reducir los desplazamientos en cabeza de los pilares de fachada. Se consigue hacer realidad la hipótesis formulada en el Tema anterior de que los pilares del muro hastial estén apoyados (sin desplazamiento horizontal) en coronación
- (2) Estabilidad frente al pandeo lateral de una viga comprimida (dintel pórtico y cordón superior de celosías)
- (3) Estabilidad frente al vuelco lateral del ala superior comprimida de una viga a flexión (dintel pórtico a flector positivo)
- (4) Adicionalmente deben tenerse en cuenta (EAE) las imperfecciones geométricas en los sistemas de arriostrado (falta de rectitud de las piezas, excentricidades en las uniones, tolerancias en la ejecución, etc.)

Aunque se consideren elementos secundarios, en naves son imprescindibles al tratarse de estructuras ligeras bastante deformables y de gran superficie de exposición al viento. La repercusión en peso de acero es pequeña ya que con perfiles de pequeñas dimensiones el arriostramiento puede quedar bien asegurado.

El pórtico o las celosías principales aseguran la estabilidad en su propio plano. En sentido longitudinal, no existiendo otro tipo de estructura rígida, es necesario conseguirla mediante este sistema compuesto de riostras de cubierta y fachada al que acompañan otros elementos estructurales que ya han sido analizados.

15.2 - Arriostramiento de cubierta

15.2.1 TIPOLOGÍA

El diseño más habitual de un arriostrado de cubierta consiste en (Figura 15.1a,c):

- Formar una celosía en cubierta entre las fachadas laterales. No es una celosía plana, pues se confecciona en cada faldón, tal que el centro de su luz es la cumbre. Si la pendiente es pequeña, puede tratarse como si fuese plana
- Las barras de la celosía son las siguientes:

Cordón superior	Dintel del muro hastial
Cordón inferior	Dintel del 1º pórtico o cordón superior de la 1º celosía
Montantes	Correas
Diagonales	Barras a dimensionar que se denominan riostras

- Los apoyos de esta celosía será el extremo superior del 2º pilar de cada fachada lateral (la forma de obtener este apoyo se explicará en el apartado siguiente)
- **Diagonales:** es frecuente la disposición en *Cruz de San Andrés*. Como son barras muy esbeltas (largas y pequeño perfil), en la pareja que forma la cruz, la diagonal presumiblemente comprimida se desprecia en el cálculo, considerando sólo la traccionada. Cuando se invierte la dirección del viento, se invierten los esfuerzos y trabaja la otra diagonal. Si se dispone una **única** diagonal, ésta debe estar

dimensionada para soportar la compresión a la que esté sometida, que será el peor esfuerzo

- **Disposición de riostras:** es preferible que coincidan con los extremos de las correas. A su vez, el conjunto se comporta mejor si las correas, y por tanto las riostras, coinciden con las cabezas de los pilares del muro hastial. Se recomienda una inclinación comprendida entre 30 y 60°, es decir, cada 2, 3 ó 4 correas. No es necesario que todas las cruces sean iguales
- La triangulación suele realizarse en el primer y último vano de la cubierta y cada **4 ó 5 vanos intermedios** (para mejorar su efectividad). En ocasiones se realiza sobre el 2º vano o sólo una triangulación única en el vano central. En estos casos las correas, como barras comprimidas (las del lado de barlovento) o traccionadas (sotavento), transmitirán las acciones del viento hasta el vano en el que se disponga la triangulación

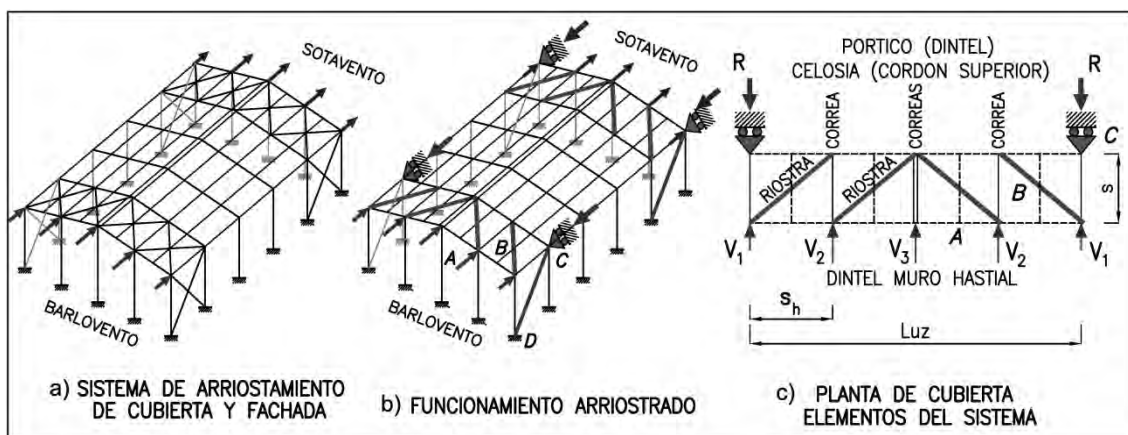


Figura 15.1: Arriostamiento de cubierta

15.2.2 ACCIONES

La carga de viento sobre el hastial depende de la dirección del viento:

- Viento sobre el muro lateral: provoca igual succión en ambos hastiales, por lo que las reacciones en cabeza de pilares **están equilibradas** con el hastial opuesto, por lo que la sollicitación serán tracciones en las correas no siendo necesario el arriostamiento
- Viento sobre el muro hastial: Da lugar a presiones a barlovento y succión a sotavento. El coeficiente de presión depende de la esbeltez del edificio en la dirección del viento

En las fachadas hastiales, siendo la relación de esbeltez:

$$h/d = 6.6/30 \text{ m} = 0.22 < 0.25$$

Los valores de c_p son:

- Coeficiente de presión uniforme de valor **+0.7** en el hastial a barlovento
- Coeficiente de succión uniforme de valor **-0.3** en el hastial a sotavento

15.2.3 FUNCIONAMIENTO DIAGONALES

La diagonal más sollicitada es (Figura 14.1b):

- Entre ambos muros hastiales, las cruces más sollicitadas son las de barlovento (A)
- De las parejas que forman la cruz, las diagonales traccionadas (B) son las que tienen inclinación descendente hacia el centro del vano
- Entre todas las cruces, las más sollicitadas son las extremas, es decir, la diagonal que arranca de cada pilar de esquina de la nave (barlovento). La otra diagonal se

considera inútil (no puede trabajar a compresión generalmente por excesiva esbeltez). Si cambia la dirección del viento, ésta última es la más solicitada pero en el lado de sotavento. Por esta razón debe disponerse la cruz

- Se dimensiona esta diagonal y para el resto de diagonales se dispone el mismo perfil. La celosía se apoya en el 2º pilar (C) de la fachada lateral. Esta reacción en el apoyo se trasmite a la base del pilar de esquina (D) mediante la riostra traccionada de fachada. Se estudia y calcula en 15.3.

15.2.4 CÁLCULO A VIENTO

Puede aplicarse el método de *Cullman-Ritter*, que permite obtener de forma sencilla el axil en las diagonales de una celosía de cordones paralelos.

Deberemos calcular primeramente el **cortante V** en el primer tramo de la celosía (junto al apoyo), pues éste es el esfuerzo en la celosía que debe soportar la diagonal (riostra) mediante un axil de tracción.

Para calcular V, es necesario obtener primero la carga de viento sobre el hastial que se transmite por la cubierta (3/8 de la carga total sobre la fachada), a la que hay que descontar la carga de viento V_1 que recibe cada pilar de esquina (no actúa sobre la celosía). La reacción R en el apoyo se utilizará para dimensionar la riostra de fachada.

$$R = \frac{3}{8} \cdot \frac{q_e \cdot \gamma_{viento} \cdot A_h}{2} = \frac{3}{8} \cdot \frac{47.25 \cdot 1.5 \cdot 126}{2} = 1675 \text{ kg} \quad \text{E: 15.1}$$

$$V = R - V_1 = 1675 - 399 = 1276 \text{ kg} \quad \text{E: 15.2}$$

$$A_h = \frac{1}{2} \cdot (h + h_c) \cdot a = 126 \text{ m}^2 \quad \text{E: 15.3}$$

q_e	47.25 kg/m ²	Carga superficial sobre el pilar: $q_b \cdot c_e \cdot c_p$
q_b	45 kg/m ²	Presión dinámica del viento
c_e	1.5	Coefficiente de exposición en coronación del pilar (se toma fijo)
c_p	+0.7	Coefficiente eólico (presión zona D)
γ_{viento}	1.50	Coefficiente de mayoración para el viento
A_h	126 m ²	Superficie total de la fachada hastial
h	6 m	Altura en esquina
h_c	6.6 m	Altura en cumbrera o coronación de la fachada hastial
a	20 m	Luz de la nave
V_1	399 kg	Acción del viento en el pilar de esquina:

$$V_1 \approx (3/8) \cdot q_e \cdot \gamma_{viento} \cdot (s_h/2) \cdot h = (3/8) \cdot 47.25 \cdot 1.5 \cdot (5/2) \cdot 6 = 399 \text{ kg}$$

15.2.5 OTRAS ACCIONES SOBRE EL ARRIOSTRADO

En 15.1 se explicó que el sistema de arriostrado debe garantizar la estabilidad lateral (pandeo y vuelco) de los pórticos y celosías y considerar sus propias imperfecciones estructurales. La EAE facilita métodos para expresar los fenómenos anteriores como acciones que se añaden a las acciones de viento.

Un cálculo con rigor es muy laborioso, pues es necesario realizar un cálculo iterativo espacial de la estructura de la nave. Esto excede los objetivos de este texto, además, los esfuerzos en las riostras son pequeños generalmente y el dimensionado suele ser holgado.

En cálculos realizados por los autores en un elevado número de naves cerradas de las características geométricas tratadas en este texto, el incremento de los axiles no ha excedido del **30%** respecto a los originados por el viento.

Todas las acciones se aumentarán por un factor de **1.3** para considerar estos fenómenos.

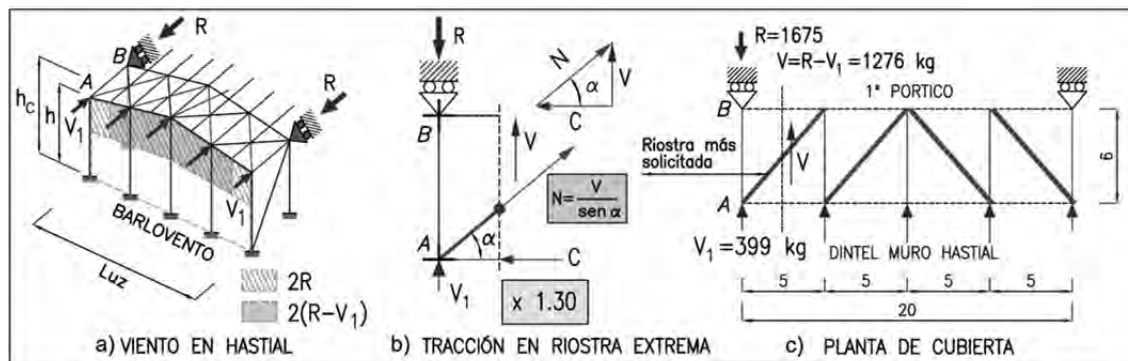


Figura 15.2: Arriostramiento de cubierta. Axil de la riostra más solicitada

15.2.6 AXIL MÁXIMO EN LAS RIOSTRAS

El cortante en el 1º tramo de celosía debido al viento vale: $V = 1276 \text{ kg}$

El cortante total incluidos el resto de fenómenos es: $V_T = 1.3 \cdot 1276 \text{ kg} = 1659 \text{ kg}$

Teniendo en cuenta que el ángulo α es el que forma la diagonal respecto al muro hastial ($\text{tg } \alpha = 6/5$, $\alpha = 50.2^\circ$), el valor del axil de tracción que provoca este cortante en la riostra extrema vale:

$$N = \frac{V_T}{\text{sen } \alpha} = \frac{1659}{\text{sen } 50.2^\circ} = 2159 \text{ kg} \quad \text{E: 15.4}$$

Aunque el resto de riostras tiene menos axil, se toma este valor máximo y se dimensionarán todas ellas con el mismo perfil.

15.2.7 PERFILES

Los tipos de barras más utilizados como elementos de arriostramiento son (Figura 15.3):

- Cables o redondos de acero: elementos de poca sección (peso) sólo resistentes a tracción. Es necesario la utilización de algún dispositivo de tensado para asegurar la efectividad de la riostra. Se deberá controlar periódicamente si existen pérdidas de tracción a lo largo del tiempo (destensado). También se deberá asegurar el enlace en sus extremos
- Perfil angular: muy utilizado habitualmente. En sus extremos se une a la cara inferior del ala superior del dintel (pórtico) o a una pletina (celosía). En el punto de cruce con la otra diagonal, se interrumpe una de ellas y se coloca una cartela como unión.

Posee cierta rigidez a flexión lo cual, si además puede enlazarse con algunas de las correas que cruza, es muy efectivo al mantenerse muy horizontal (sin flexiones). Este elemento sólo resistirá tracciones, ya que la esbeltez será generalmente bastante elevada.. Se recomienda utilizar como mínimo $L45 \times 5$, aunque la tensión de trabajo sea pequeña
- Perfil tubular rectangular: de mayor rigidez que el anterior (sobre todo si se sitúa en vertical la mayor dimensión), puede emplearse para resistir además la compresión, por lo que será necesario sólo una diagonal de las dos de la *Cruz de San Andrés*

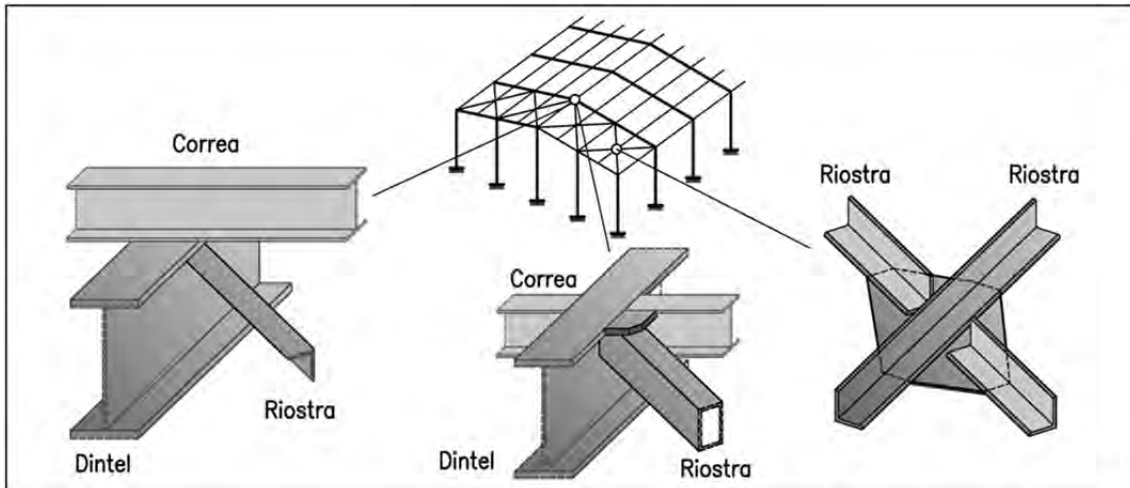


Figura 15.3: Tipos de perfiles para arriostramientos de cubierta

15.2.8 DIMENSIONADO

Se va a utilizar en el proyecto un perfil angular **L-50x5**. Para el dimensionado, los perfiles angulares simples son excéntricos, pero la EAE permite no tener en cuenta esas excentricidades en elementos de arriostramiento.

El angular puede ir unido al dintel del pórtico como indica la Figura 65, soldada en una de sus alas al ala del dintel. En el cruce de riostras, una de ellas puede quedar interrumpida por lo que sólo puede transmitir la tracción por una de las alas. En otras ocasiones estos elementos se atornillan por lo que se usaría el área neta.

Por si no se dispone de suficiente cordón de soldadura, consideraremos la colaboración sólo del área del ala soldada, que para el perfil L-50x5 vale:

$$A = 5 \times 0.5 = 2.5 \text{ cm}^2 \text{ (en lugar de los } 4.80 \text{ cm}^2 \text{ del perfil).}$$

La comprobación de resistencia a tracción es:

$$\frac{N_{Ed}}{A \cdot f_{yd}} = \frac{2159 \text{ kg}}{2.5 \text{ cm}^2 \cdot 2619 \text{ kg/cm}^2} = 0.33 \leq 1$$

15.3 - Arriostramiento fachada lateral

15.3.1 TIPOLOGÍA

Existen diversos procedimientos para inmovilizar ambas fachadas laterales:

- (1) Triangulación simple o mediante Cruz de San Andrés: Lo más habitual es colocar dos barras entre el primer y segundo pilar de la fachada (Figura 15.4a). Generalmente sólo se tiene en cuenta una de ellas trabajando a tracción (se desprecia la comprimida). Además se coloca una viga denominada zuncho de atado que una los extremos superiores de los pilares. Si la altura de los pilares es grande respecto a su separación, conviene dividir la altura en dos tramos triangulando cada uno de ellos (Figura 15.4b).

Esta estructura actúa a modo de celosía en voladizo sometida a la reacción de la acción del viento transmitida por la cubierta. Esta carga llegará al final a la cimentación del 1º y 2º pilares de fachada

- (2) Otros tipos de triangulaciones: cuando deben existir huecos (puerta) en el vano de la fachada que se desea triangular, es necesario recurrir a otros tipos estructurales como el indicado en la Figura 15.4c. Las barras de ésta estructura trabajan a axil
- (3) Muros resistentes a cortante: consiste en macizar, generalmente mediante hormigón armado, el recuadro entre los dos pilares, mediante un muro capaz de resistir la acción horizontal. Este elemento hace además las funciones de cerramiento (Figura 15.4d). Los sistema de arriostramiento pueden combinarse entre sí

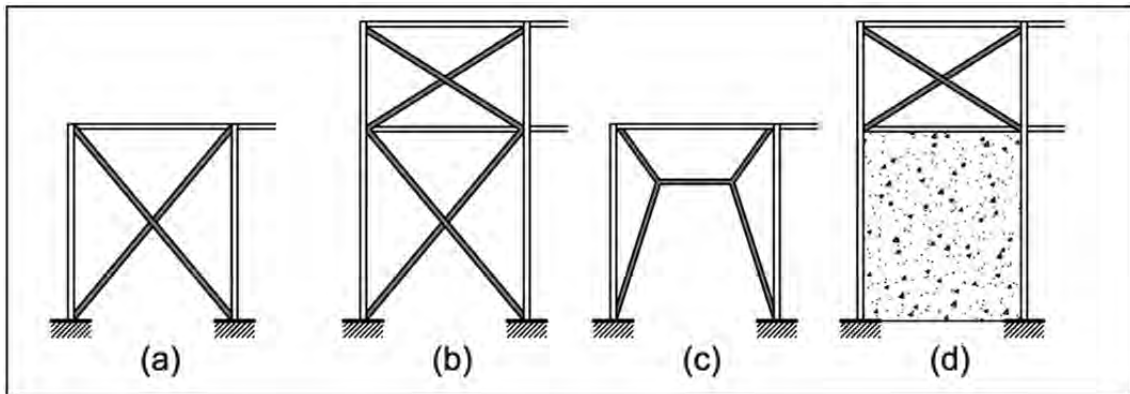


Figura 15.4: Tipos de arriostramientos de fachada

15.3.2 CÁLCULO

La estructura que vamos a dimensionar debe proporcionar *el apoyo* que se había considerado al calcular la celosía de cubierta (Figura 15.5).

En nuestro ejemplo se va a realizar una triangulación en Cruz de San Andrés en cada fachada lateral y en los vanos extremos de cada fachada. La separación entre pilares del muro lateral es de 6 m. y la altura de los pilares es de 6 m.

El ángulo que forma el pilar con la diagonal es $\beta = 45^\circ$.

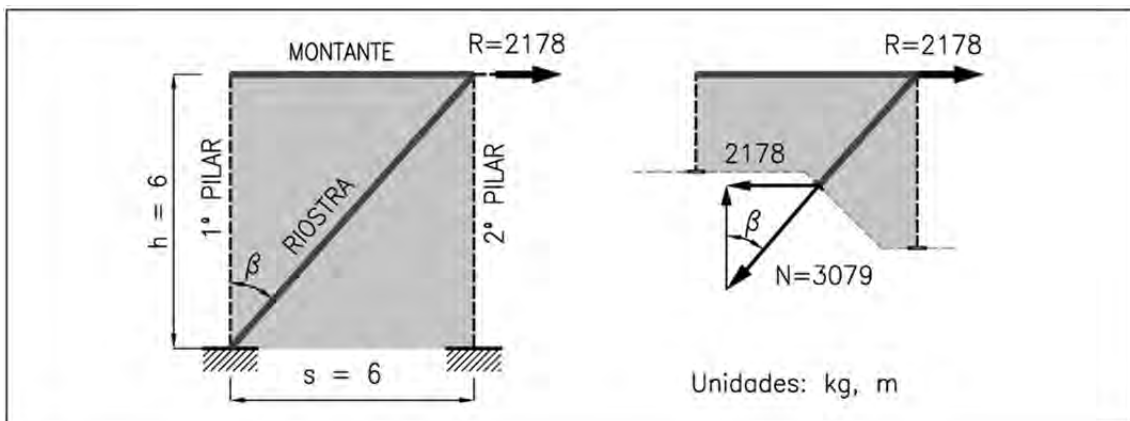


Figura 15.5: Cálculo del arriostramiento del muro lateral

Puede aplicarse el método de *Cullman-Ritter* para obtener el esfuerzo en las diagonales. El cortante es constante e igual a la resultante total R de las acciones sobre la cubierta (viento por el factor 1.3 para considerar el resto de fenómenos):

$$R_T = 1.3 \cdot R = 1.3 \cdot 1675 = 2178 \text{ kg}$$

De las barras que forman la cruz en el hastial a barlovento, la diagonal traccionada es la que arranca de la base del pilar de esquina de la nave. El axil vale:

$$N = \frac{R_T}{\sin \beta} = \frac{2178}{\sin 45^\circ} = 3079 \text{ kg}$$

E: 15.5

Siendo β el ángulo entre el pilar de esquina y la diagonal: $\text{tg } \beta = s/h = 6/6 = 1$.

15.3.3 DIMENSIONADO

Los tipos de perfiles más utilizados son similares a los arriostramientos de cubierta. Aunque el esfuerzo axial de dimensionado sea del mismo orden, es recomendable que sean de iguales o mayores propiedades resistentes y de rigidez.

Esto es debido a que no deben ser menos eficaces que los de cubierta y además deben arriostrar la fachada. Además, debido a la débil rigidez (I_z , i_z) a flexión y pandeo lateral de la mayoría de los tipos de perfiles que se usan como pilares del muro lateral, es conveniente que la inmovilización sea efectiva en ese plano. Así, bajo esa hipótesis se utilizó un coeficiente beta de pandeo lateral $\beta = 1$.

A parte de los perfiles angulares, pueden utilizarse perfiles más robustos, como el tubo estructural o bien dos UPN en cajón.

En nuestro caso seleccionamos un **tubo #100x3**. Consideramos todo el perfil unido al pilar, por lo que tomamos toda su área. La comprobación de resistencia es:

$$\frac{N_{Ed}}{A \cdot f_{yd}} = \frac{3079 \text{ kg}}{11.30 \text{ cm}^2 \cdot 2619 \text{ kg/cm}^2} = 0.10 \leq 1$$

Si se coloca una única diagonal (por ejemplo por existencia de una puerta de paso), debe dimensionarse a compresión:

1.- Obtención de las esbelteces reducidas (igual en ambos planos):

$$\lambda_y = L_{ky}/i_y = 0.9 \cdot 8.49 \text{ cm} / 3.93 \text{ cm} = 194 ; \quad \bar{\lambda}_y = \lambda_y / \lambda_{cr} = 194 / 86.815 = 2.24$$

2.- Obtención del coeficiente de pandeo: $\chi_y = 0.161$

3.- Comprobación de pandeo:

$$\frac{N_{b,Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yd}} = \frac{3079}{0.161 \cdot 11.30 \text{ cm}^2 \cdot 2619} = 0.65 \leq 1$$

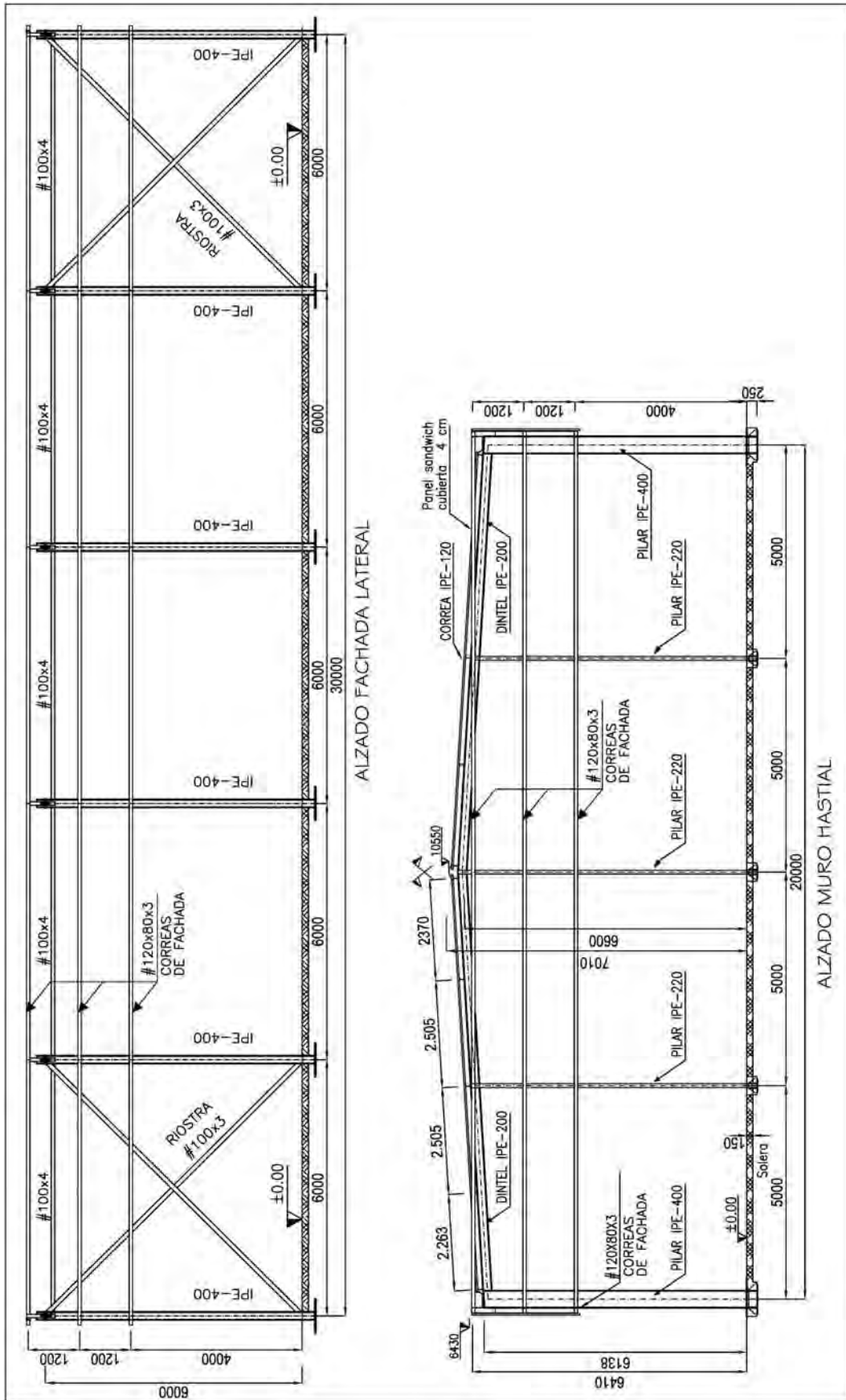


Figura 15.6: Alzados de la fachada lateral y muro hastial