



ANEJO I: CÁLCULO ESTRUCTURAL

Martínez Torres, Alberto



ÍNDICE

1. Objeto del documento
2. Bases de cálculo
 - 2.1. Normativa empleada
 - 2.2. Coeficientes de seguridad
 - 2.2.1. Coeficientes de seguridad de los materiales
 - 2.2.1. Estados límites últimos
 - 2.2.3. Estados límites de servicio.
3. Acciones
 - 3.1. Acciones permanentes
 - 3.2. Acciones variables.
 - 3.3. Acciones accidentales.
 - 3.4. Coeficientes de seguridad de las acciones
 - 3.4. Combinación de acciones.
4. Modelo estructural
 - 4.1. Programa de cálculo empleado
 - 4.2. Modelización estructural.
5. Comprobaciones de resistencia ELU
 - 5.1. Envolvente de esfuerzos máximos y concomitantes en elementos más desfavorables.
 - 5.2. Dimensionamiento de las secciones
 - 5.2.1. Pilares
 - 5.2.1. Cordón inferior
 - 5.2.3. Cordón superior
 - 5.2.4. Correas
 - 5.2.5. Diagonales de la celosía
 - 5.2.6. Cruces de San Andrés y triangulación de la cubierta
6. Comprobación de flechas ELS
 - 6.1. Limitaciones de flecha CTE.
 - 6.2. Secciones más desfavorables y envolvente de desplazamientos.
7. Dimensionamiento de uniones
 - 7.1. Placa base
 - 7.2. Uniones tipo



1. Objeto del documento

El objetivo del presente documento es justificar de una manera detallada y precisa los cálculos necesarios para el dimensionamiento de los perfiles que forman la estructura del hangar.

Para el cálculo de los cantos de los perfiles del hangar se han tenido que realizar diversas comprobaciones en cada uno de los elementos que conforman la estructura, con los esfuerzos más desfavorables para cada una de las combinaciones de acciones.

2. Bases de cálculo

2.1. Normativa empleada

El cálculo de la estructura se ha realizado conforme a la normativa vigente en 2015 en España.

- Instrucción Española de Acero Estructural (EAE)
- Eurocodigo 3. Proyecto de estructuras de acero.

A la vista de lo anterior, el material claramente predominante en la estructura resistente es el acero. La cimentación consta de zapatas de medianería de hormigón armado y su cálculo se realizará en el apartado 1.1.3 de la cimentación, empleando:

- Instrucción Española de Hormigón Estructural (EHE 08)
- Eurocodigo 2. Proyecto de estructuras de hormigón
- Guía de cimentaciones en obras de carretera.

Considerando el hangar como un edificación se emplea el CTE para el cálculo de las acciones incidentes en la estructura y su combinación:

- DB SE: Bases de cálculo
- DB SE-AE: Acciones de la edificación

2.2. Coeficientes de seguridad

2.2.1. Coeficientes de seguridad de los materiales

La estructura está constituida en su totalidad por acero S275. En este apartado se verán los diferentes coeficientes de seguridad de este material para cada una de las comprobaciones de resistencia que se realizarán posteriormente.

Tabla 15.3
Coeficientes parciales para la resistencia, para estados límite últimos

Resistencia de las secciones transversales.	$\gamma_{M0} = 1,05^{(1)}$
Resistencia de elementos estructurales frente a inestabilidad.	$\gamma_{M1} = 1,05^{(1), (2)}$
Resistencia a rotura de las secciones transversales en tracción.	$\gamma_{M2} = 1,25$
Resistencia de las uniones.	$\gamma_{M2} = 1,25$
Resistencia al deslizamiento de uniones con tornillos pretensados: — En estado límite último (uniones categoría C) (ver apartados 58.2 y 58.8). — En estado límite de servicio (uniones categoría B) (ver apartados 58.2 y 58.8).	$\gamma_{M3} = 1,25$ $\gamma_{M3} = 1,10$

⁽¹⁾ En el proyecto de estructuras de edificación se podrán adoptar unos coeficientes parciales $\gamma_{M0} = \gamma_{M1} = 1,00$ y en el proyecto de estructuras de puentes de acero un coeficiente parcial $\gamma_{M0} = 1,00$ siempre y cuando se cumplan simultáneamente los siguientes requisitos:

- Tolerancias «más estrictas» según el Artículo 80.
- Garantías adicionales para el acero según el Artículo 84. Se deberá garantizar que el límite elástico del acero empleado en la obra presente una dispersión acorde con el coeficiente parcial reducido, según un análisis basado en la teoría de fiabilidad estructural.
- Control de ejecución intenso según el Artículo 89.

⁽²⁾ En el proyecto de puentes de acero se adoptará en todos los casos un coeficiente parcial $\gamma_{M1} = 1,10$.

Figura 1. Fuente EAE

2.2.1. Estados límites últimos

Los estados límite últimos son los que, de ser superados, constituyen un riesgo para las personas, ya sea porque producen una puesta fuera de servicio del edificio o el colapso total o parcial del mismo.

Como estados límite últimos deben considerarse los debidos a:

a) Pérdida del equilibrio del edificio, o de una parte estructuralmente independiente, considerado como un cuerpo rígido.



b) Fallo por deformación excesiva, transformación de la estructura o de parte de ella en un mecanismo, rotura de sus elementos estructurales (incluidos los apoyos y la cimentación) o de sus uniones, o inestabilidad de elementos estructurales incluyendo los originados por efectos dependientes del tiempo (corrosión, fatiga).

2.2.3. Estados límites de servicio

Los estados límite de servicio son los que, de ser superados, afectan al confort y al bienestar de los usuarios o de terceras personas, al correcto funcionamiento de del edificio o a la apariencia de la construcción.

Los estados límite de servicio pueden ser reversibles e irreversibles. La reversibilidad se refiere a las consecuencias que excedan los límites especificados como admisibles, una vez desaparecidas las acciones que las han producido.

Como estados límite de servicio deben considerarse los relativos a:

- Las deformaciones (flechas, asentos o desplomes) que afecten a la apariencia de la obra, al confort de los usuarios, o al funcionamiento de equipos e instalaciones; Documento Básico SE Seguridad Estructural SE - 6
- Las vibraciones que causen una falta de confort de las personas, o que afecten a la funcionalidad de la obra.
- Los daños o el deterioro que pueden afectar desfavorablemente a la apariencia, a la durabilidad o a la funcionalidad de la obra.

3 Acciones

3.1 Acciones permanentes (G)

Son aquellas que actúan en todo instante sobre el edificio con posición constante.

Para esta solución de hangar se han considerado acciones permanentes el peso propio de los perfiles que constituyen el cuerpo resistente de la estructura y el peso propio de la chapa y panel sándwich que forma el cerramiento del hangar, así como los elementos auxiliares a la construcción como iluminación o canalones de desagüe.

- El peso propio de la estructura ha sido calculado por el programa de cálculo lineal SAP2000,
- La carga muerta de los cerramientos y la cubierta se ha obtenido del catálogo de paneles sándwich en función de la carga y de la longitud entre apoyos.

Para este hangar se ha elegido un panel sándwich de $s=80\text{mm}$ con una carga de 10Kg/m^2 . Para el cálculo se ha adoptado 0.2Kn/m^2 para tener en cuenta los elementos auxiliares que se describieron anteriormente.

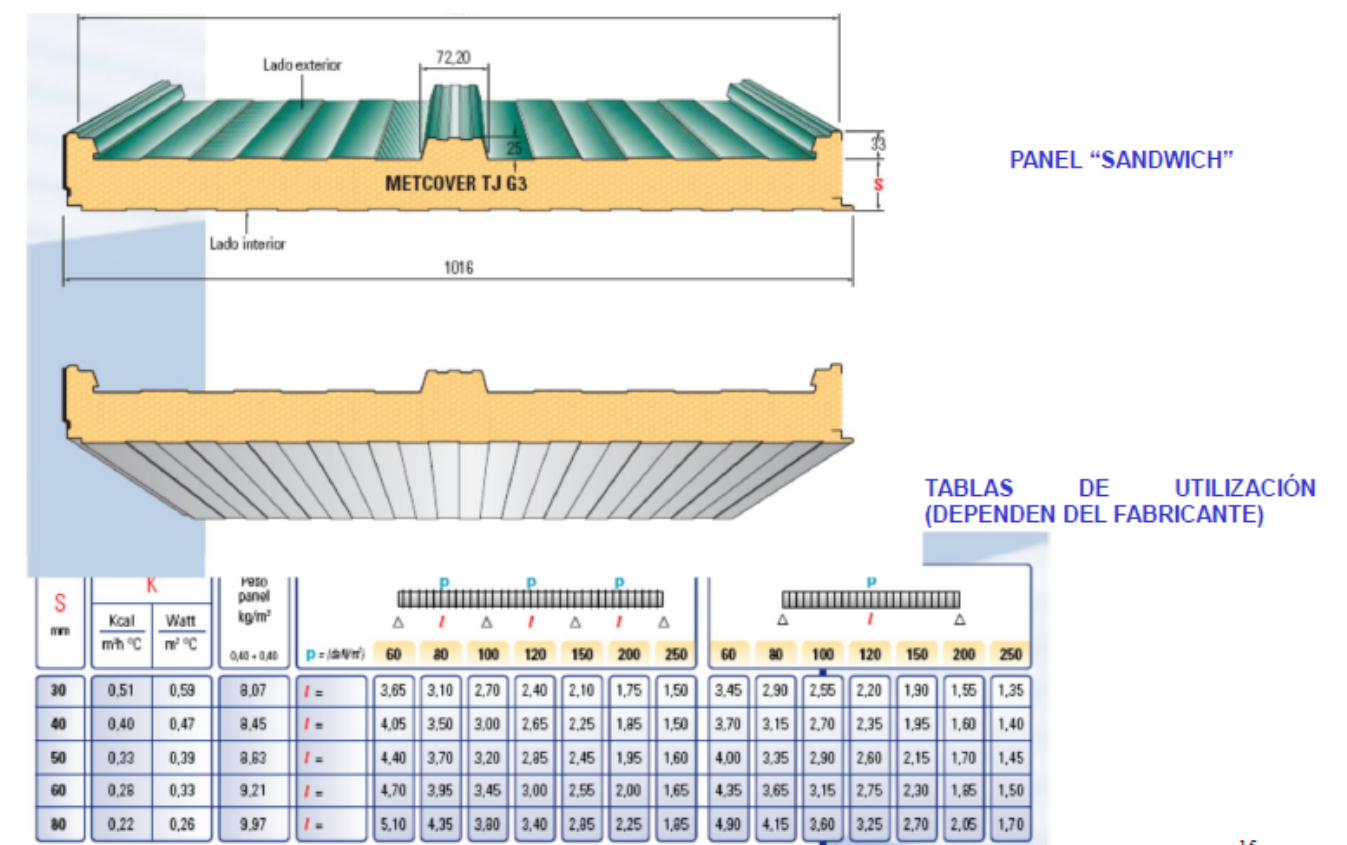


Figura2. Fuente: Prontuario panel sándwich

3.2. Acciones variables (Q):

Son aquellas que pueden actuar o no sobre el edificio, como las debidas al uso o las acciones climáticas.

Las acciones variables que han influido en el cálculo de la estructura han sido:

- Sobrecarga de uso de 0.4 kn/m^2



De categoría G para cubiertas sin forjado y con correas como en nuestro caso. El uso de la cubierta de este hangar es únicamente para el mantenimiento de la misma y por tanto solo hay que garantizar su estabilidad para que puedan subir los operarios.

Tabla 3.1. Valores característicos de las sobrecargas de uso					
Categoría de uso		Subcategorías de uso		Carga uniforme [kN/m ²]	Carga concentrada [kN]
A	Zonas residenciales	A1	Viviendas y zonas de habitaciones en, hospitales y hoteles	2	2
		A2	Trasteros	3	2
B	Zonas administrativas			2	2
C	Zonas de acceso al público (con la excepción de las superficies pertenecientes a las categorías A, B, y D)	C1	Zonas con mesas y sillas	3	4
		C2	Zonas con asientos fijos	4	4
		C3	Zonas sin obstáculos que impidan el libre movimiento de las personas como vestíbulos de edificios públicos, administrativos, hoteles; salas de exposición en museos; etc.	5	4
		C4	Zonas destinadas a gimnasio u actividades físicas	5	7
		C5	Zonas de aglomeración (salas de conciertos, estadios, etc)	5	4
D	Zonas comerciales	D1	Locales comerciales	5	4
		D2	Supermercados, hipermercados o grandes superficies	5	7
E	Zonas de tráfico y de aparcamiento para vehículos ligeros (peso total < 30 kN)			2	20 ⁽¹⁾
F	Cubiertas transitables accesibles sólo privadamente ⁽²⁾			1	2
G	Cubiertas accesibles únicamente para conservación ⁽³⁾	G1 ⁽⁷⁾	Cubiertas con inclinación inferior a 20°	1 ^{(4) (6)}	2
			Cubiertas ligeras sobre correas (sin forjado) ⁽⁵⁾	0,4 ⁽⁴⁾	1
		G2	Cubiertas con inclinación superior a 40°	0	2

SE-AE 5

Figura3. Fuente: CTE

- Nieve 0.6 kn/m²

Depende directamente del clima del emplazamiento de la actuación. La carga en las capitales de provincia se recoge en el Documento Básico SE-AE Acciones en la edificación. Nuestro hangar está situado en Requena a uno 700 metros sobre el nivel de mar.

Según el anejo E de este documento, en función de la zona y la altitud.

Documento Básico SE-AE Acciones en la edificación



Figura E.2 Zonas climáticas de invierno

Figura4. Fuente: CTE

Tabla E.2 Sobrecarga de nieve en un terreno horizontal (kN/m ²)							
Altitud (m)	Zona de clima invernal, (según figura E.2)						
	1	2	3	4	5	6	7
0	0,3	0,4	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
200	0,5	0,5	0,2	0,2	0,3	0,2	0,2
400	0,6	0,6	0,2	0,3	0,4	0,2	0,2
500	0,7	0,7	0,3	0,4	0,4	0,3	0,2
600	0,9	0,9	0,3	0,5	0,5	0,4	0,2
700	1,0	1,0	0,4	0,6	0,6	0,5	0,2
800	1,2	1,1	0,5	0,8	0,7	0,7	0,2
900	1,4	1,3	0,6	1,0	0,8	0,9	0,2
1.000	1,7	1,5	0,7	1,2	0,9	1,2	0,2
1.200	2,3	2,0	1,1	1,9	1,3	2,0	0,2
1.400	3,2	2,6	1,7	3,0	1,8	3,3	0,2
1.600	4,3	3,5	2,6	4,6	2,5	5,5	0,2
1.800	-	4,6	4,0	-	-	9,3	0,2
2.200	-	8,0	-	-	-	-	-

- Viento

El viento en esta estructura es de gran complejidad. Al tener una gran puerta para el acceso de las aeronaves al interior del hangar, la succión en el interior de la estructura son grandes.



Dependiendo de la dirección se definen 8 hipótesis para el cálculo. 2 en cada sentido de los ejes X Y, más las 4 combinaciones del viento soplando desde cada una de las 4 esquinas.

La carga de viento se define con la formula $q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p$ siendo

1) q_b la presión dinámica del viento. De forma simplificada, como valor en cualquier punto del territorio español, puede adoptarse $0,5 \text{ kN/m}^2$

2) c_e el coeficiente de exposición, variable con la altura del punto considerado, en función del grado de aspereza del entorno donde se encuentra ubicada la construcción. Se determina de acuerdo con lo establecido en 3.3.3.

En las caras del cerramiento $c_e=2$

En la cubierta $c_e=2.7$ interpolando la altura media de las caras

Tabla 3.4. Valores del coeficiente de exposición c_e

Grado de aspereza del entorno		Altura del punto considerado (m)							
		3	6	9	12	15	18	24	30
I	Borde del mar o de un lago, con una superficie de agua en la dirección del viento de al menos 5 km de longitud	2,4	2,7	3,0	3,1	3,3	3,4	3,5	3,7
II	Terreno rural llano sin obstáculos ni arbolado de importancia	2,1	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,3	3,5
III	Zona rural accidentada o llana con algunos obstáculos aislados, como árboles o construcciones pequeñas	1,6	2,0	2,3	2,5	2,6	2,7	2,9	3,1
IV	Zona urbana en general, industrial o forestal	1,3	1,4	1,7	1,9	2,1	2,2	2,4	2,6
V	Centro de negocio de grandes ciudades, con profusión de edificios en altura	1,2	1,2	1,2	1,4	1,5	1,6	1,9	2,0

Figura4. Fuente: CTE

3) c_p el coeficiente eólico o de presión, dependiente de la forma y orientación de la superficie respecto al viento.

Tabla 3.6 Coeficientes de presión interior

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

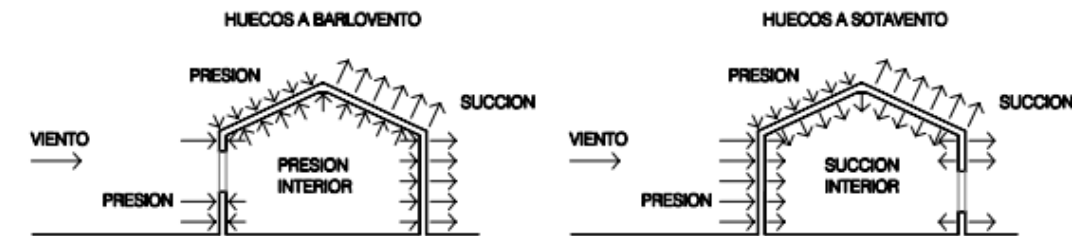


Fig. 3.1 Presiones ejercidas por el viento en una construcción diáfana

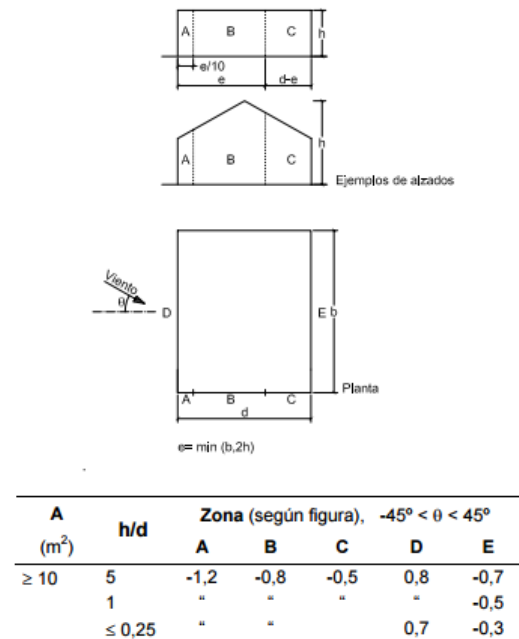
A partir del esquema anterior del CTE, se definen las hipótesis nombradas anteriormente, sumando los coeficientes de presión exterior con los de presión interior $C_{pe} + C_{pi}$ respectivamente.

Estos coeficientes vienen definidos en el anejo D por la complejidad de la estructura al tener un gran hueco en la fachada principal como es la puerta. Se han realizado cálculos individualizados para el cerramiento y para la cubierta tal y como se muestra en el anejo D.

1) Paramentos.



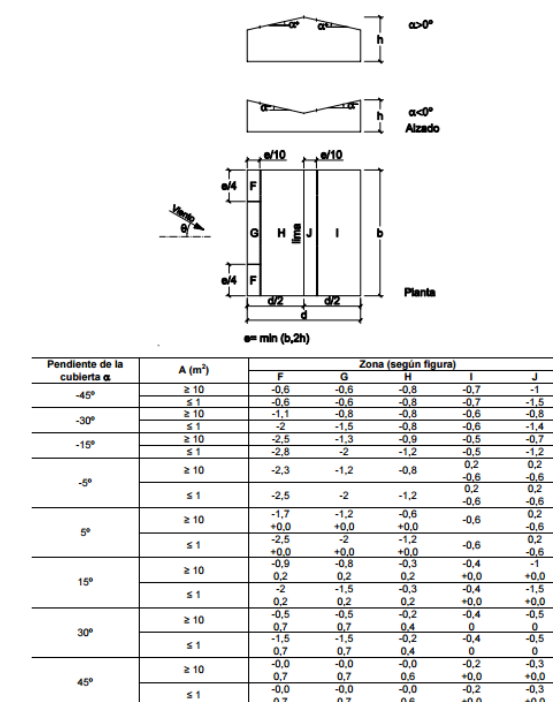
Tabla D.3 Paramentos verticales



2) Cubierta. Sabiendo que es una cubierta a dos aguas con un ángulo de 5.71 grados.

En el anejo D3 de viento se recogen los empujes p_sísimos debido a las cargas de viento en cada lado de la fachada o cubierta separándolo por zonas de presión. Respecto a la succión interior C_{pi} se considera uniforme en todos los paramentos interiores.

Tabla D.6 Cubiertas a dos aguas
a) Dirección del viento $-45^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$



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

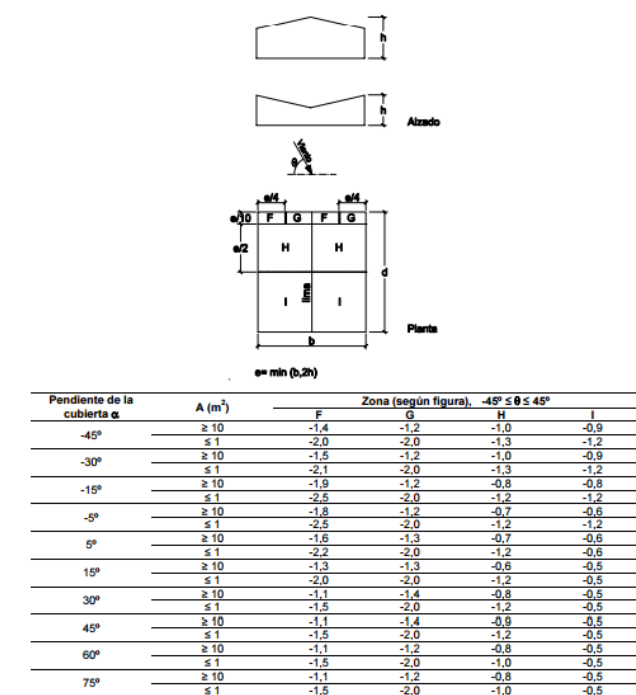


Figura 6. Fuente: CTE

Tomando las diferentes direcciones de viento e interpolando los valores de las tablas anteriores se llagan a los resultados finales.

Perfil



Alzado

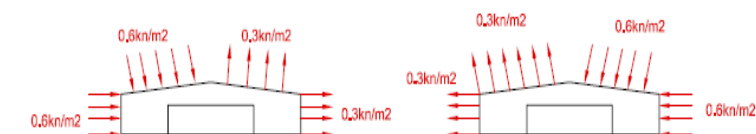


Figura 7. Fuente: propia



Tomando estos valores en Kn/m^2 y multiplicándolos por el área tributaria de cada uno de los elementos a los que afecta, obtenemos la carga a introducir en el programa de cálculo.

- Acciones térmicas. Temperatura.

Los efectos globales de la acción térmica pueden obtenerse a partir de la variación de temperatura media de los elementos estructurales, en general, separadamente para los efectos de verano, dilatación, y de invierno, contracción, a partir de una temperatura de referencia, cuando se construyó el elemento y que puede tomarse como la media anual del emplazamiento o 10°C .

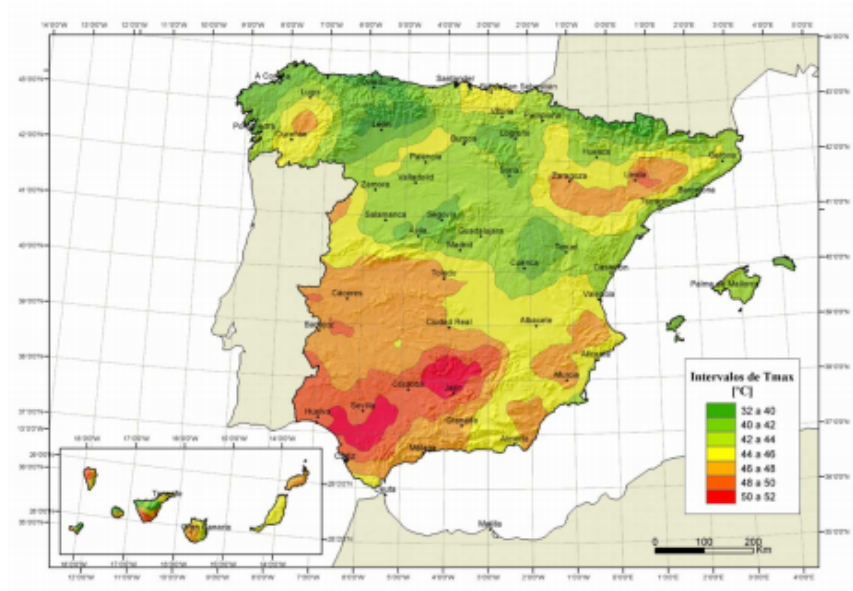


Figura E.1 Isotermas de la temperatura anual máxima del aire (T_{max} en $^\circ\text{C}$)

- 2 Como valor característico de la temperatura mínima del aire exterior, puede tomarse la de la tabla E.2, en función de la altitud del emplazamiento, y la zona climática invernal, según el mapa de la figura E.3.

Tabla E.1 Temperatura mínima del aire exterior ($^\circ\text{C}$)							
Altitud (m)	Zona de clima invernal, (según figura E.2)						
	1	2	3	4	5	6	7
0	-7	-11	-11	-6	-5	-6	6
200	-10	-13	-12	-8	-8	-8	5
400	-12	-15	-14	-10	-11	-9	3
600	-15	-16	-15	-12	-14	-11	2
800	-18	-18	-17	-14	-17	-13	0
1.000	-20	-20	-19	-16	-20	-14	-2
1.200	-23	-21	-20	-18	-23	-16	-3
1.400	-26	-23	-22	-20	-26	-17	-5
1.600	-28	-25	-23	-22	-29	-19	-7
1.800	-31	-26	-25	-24	-32	-21	-8
2.000	-33	-28	-27	-26	-35	-22	-10

Figura 8. Fuente: CTE

En Requena, dónde se ubica el hangar, la temperatura máxima en verano es de 45°C mientras que en invierno se llegan a alcanzar los -15°C . Así pues, la variación máxima de temperatura es de unos 60°C .

Al estar la estructura resistente metálica aislada con el panel sándwich, las variaciones reales son pequeñas, influyendo solo en deformaciones despreciables.

Se tiene en cuenta introduciendo los gradientes térmicos en el programa de cálculo que se describirá próximamente.

3.3. Acciones accidentales (A).

Son aquellas cuya probabilidad de ocurrencia es pequeña pero de gran importancia, como sismo, incendio, impacto o explosión.

En este trabajo se desprecian este tipo de acciones debido a su carácter académico.

3.4 Coeficientes de seguridad de las acciones.

Los coeficientes de seguridad empleados para las combinaciones de acciones son los siguientes. Diferenciamos entre los Estados límites últimos y de servicio.

- ELU:

Tabla 12.1

Coeficientes parciales para las acciones, aplicables para la evaluación de los estados límite últimos

Tipo de acción	Situaciones persistentes o transitorias		Situaciones accidentales	
	Efecto favorable	Efecto desfavorable	Efecto favorable	Efecto desfavorable
Permanente	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,35$	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,00$
Permanente de valor no constante	$\gamma_{G^*} = 1,00$	$\gamma_{G^*} = 1,50$	$\gamma_{G^*} = 1,00$	$\gamma_{G^*} = 1,00$
Variable	$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,50$	$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,00$
Accidental	—	—	$\gamma_A = 1,00$	$\gamma_A = 1,00$

Figura 9. Fuente EAE



- ELS

Tabla 12.2

Coeficientes parciales para las acciones, aplicables para la evaluación de los estados límite de servicio

Tipo de acción	Efecto favorable	Efecto desfavorable
Permanente	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 1,00$
Permanente de valor no constante	$\gamma_{G^*} = 1,00$	$\gamma_{G^*} = 1,00$
Variable	$\gamma_Q = 0,00$	$\gamma_Q = 1,00$

Figura 10. Fuente: EAE.

3.4. Combinación de acciones

Artículo 13 Combinación de acciones

Para cada una de las situaciones estudiadas se establecerán las posibles combinaciones de acciones. Una combinación de acciones consiste en un conjunto de acciones compatibles que se considerarán actuando simultáneamente para una comprobación determinada.

Cada combinación, en general, estará formada por las acciones permanentes, una acción variable determinante y una o varias acciones variables concomitantes. Cualquiera de las acciones variables puede ser determinante.

13.1. PRINCIPIOS GENERALES

Para las distintas situaciones de proyecto, las combinaciones de acciones se definirán de acuerdo con las siguientes expresiones:

En situaciones persistentes o transitorias:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} G_{k,j}^* + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

En situaciones accidentales:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} G_{k,j}^* + \gamma_A A_k + \gamma_{Q,1} \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \gamma_{Q,i} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

En situaciones en las que actúa la acción sísmica:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{G^*,j} G_{k,j}^* + \gamma_A A_{E,k} + \sum_{i \geq 2} \gamma_{Q,i} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

13.2. ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS

4.3.2 Combinación de acciones

- 1 Para cada situación de dimensionado y criterio considerado, los efectos de las acciones se determinarán a partir de la correspondiente combinación de acciones e influencias simultáneas, de acuerdo con los criterios que se establecen a continuación.
- 2 Los efectos debidos a las acciones de corta duración que pueden resultar irreversibles, se determinan mediante combinaciones de acciones, del tipo denominado característica, a partir de la expresión

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4.6)$$

Es decir, considerando la actuación simultánea de:

- a) todas las acciones permanentes, en valor característico (G_k);
 - b) una acción variable cualquiera, en valor característico (Q_k), debiendo adoptarse como tal una tras otra sucesivamente en distintos análisis;
 - c) el resto de las acciones variables, en valor de combinación ($\psi_0 \cdot Q_k$).
- 3 Los efectos debidos a las acciones de corta duración que pueden resultar reversibles, se determinan mediante combinaciones de acciones, del tipo denominado frecuente, a partir de la expresión

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4.7)$$

siendo

Es decir, considerando la actuación simultánea de:

- a) todas las acciones permanentes, en valor característico (G_k);
 - b) una acción variable cualquiera, en valor frecuente ($\psi_1 Q_k$), debiendo adoptarse como tal una tras otra sucesivamente en distintos análisis;
 - c) el resto de las acciones variables, en valor casi permanente ($\psi_2 \cdot Q_k$).
- 4 Los efectos debidos a las acciones de larga duración, se determinan mediante combinaciones de acciones, del tipo denominado casi permanente, a partir de la expresión

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 2} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4.8)$$

Uso del elemento	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Zonas residenciales y domésticas	0,7	0,5	0,3
Zonas de oficinas	0,7	0,5	0,3
Zonas de reunión	0,7	0,7	0,6
Zonas comerciales	0,7	0,7	0,6
Zonas de almacenamiento	1,0	0,9	0,8
Zonas de tráfico, peso del vehículo ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6
Zonas de tráfico, 30 kN $<$ peso del vehículo ≤ 160 kN	0,7	0,5	0,3
Cubiertas no accesibles	0,0	0,0	0,0

Tabla 11.b
Coeficientes de simultaneidad para la acción de la nieve

	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Edificios emplazados a una altitud $H > 1.000$ metros sobre el nivel del mar	0,7	0,5	0,2
Edificios emplazados a una altitud $H \leq 1.000$ metros sobre el nivel del mar	0,5	0,2	0,0

Tabla 11.c
Coeficientes de simultaneidad para la acción del viento

ψ_0	ψ_1	ψ_2
0,6	0,2	0,0

Tabla 11.d
Coeficientes de simultaneidad para la acción térmica

ψ_0	ψ_1	ψ_2
0,6	0,5	0,0

Figura 11. Fuente: EAE



Viendo las tablas anteriores, se combinaron nuestras acciones dando 8 ELUS en situación persistente o transitoria que es la más desfavorable. A partir de estos, se vio cual era la combinación más desfavorable y se combinaron para ELS.

En estas combinaciones no se combina la sobrecarga de uso, ya que no se considera concomitante con el resto de acciones. Esto quiere decir que por ejemplo, un día que haga fuerte viento o esté nevada la cubierta, no se podrán realizar labores de mantenimiento..

ELU 1			
Viento soplando en X-			
CARGA	VALOR (Kn/m2)	γ_F	Ψ
P.propio	-	1.35	1
C.muerta cubierta	0.2	1.35	1
C.muerta fachada	0.2	1.35	1
Viento X-	-	1.5	1
Nieve	0.6	1.5	0.5

ELU 2			
Viento soplando en X+			
CARGA	VALOR (Kn/m2)	γ_F	Ψ
P.propio	-	1.35	1
C.muerta cubierta	0.2	1.35	1
C.muerta fachada	0.2	1.35	1
Viento X+	-	1.5	1
Nieve	0.6	1.5	0.5

ELU 3			
Viento soplando en Y-			
CARGA	VALOR (Kn/m2)	γ_F	Ψ
P.propio	-	1.35	1
C.muerta cubierta	0.2	1.35	1
C.muerta fachada	0.2	1.35	1

Viento Y-	-	1.5	1
Nieve	0.6	1.5	0.5

ELU 4			
Viento soplando en Y+			
CARGA	VALOR (Kn/m2)	γ_F	Ψ
P.propio	-	1.35	1
C.muerta cubierta	0.2	1.35	1
C.muerta fachada	0.2	1.35	1
Viento Y+	-	1.5	1
Nieve	0.6	1.5	0.5

ELU 5			
Nieve			
CARGA	VALOR (Kn/m2)	γ_F	Ψ
P.propio	-	1.35	1
C.muerta cubierta	0.2	1.35	1
C.muerta fachada	0.2	1.35	1
Viento X-	-	1.5	0.6
Nieve	0.6	1.5	1

ELU 6			
Nieve			
CARGA	VALOR (Kn/m2)	γ_F	Ψ
P.propio	-	1.35	1
C.muerta cubierta	0.2	1.35	1
C.muerta fachada	0.2	1.35	1
Viento X+	-	1.5	0.6
Nieve	0.6	1.5	1

ELU 7			
Nieve			
CARGA	VALOR (Kn/m2)	γ_F	Ψ
P.propio	-	1.35	1
C.muerta cubierta	0.2	1.35	1
C.muerta fachada	0.2	1.35	1
Viento Y-	-	1.5	0.6
Nieve	0.6	1.5	1

ELU 8			
Nieve			
CARGA	VALOR (Kn/m2)	γ_F	Ψ



P.propio	-	1.35	1
C.muerta cubierta	0.2	1.35	1
C.muerta fachada	0.2	1.35	1
Viento Y+	-	1.5	0.6
Nieve	0.6	1.5	1

ELS 1 Combinación característica.			
Viento soplando en X-			
CARGA	VALOR (Kn/m2)	γF	Ψ
P.propio	-	1	1
C.muerta cubierta	0.2	1	1
C.muerta fachada	0.2	1	1
Viento X-	-	1	1
Nieve	0.6	1	0.5
ELS 2 Combinación Cuasi permanente.			
Viento soplando en X-			
CARGA	VALOR (Kn/m2)	γF	Ψ
P.propio	-	1	1
C.muerta cubierta	0.2	1	1
C.muerta fachada	0.2	1	1
Viento X-	-	1	0
Nieve	0.6	1	0

ELS 3 Combinación Característica			
Viento soplando en Y+			
CARGA	VALOR (Kn/m2)	γF	Ψ
P.propio	-	1	1
C.muerta cubierta	0.2	1	1
C.muerta fachada	0.2	1	1
Viento X-	-	1	1
Nieve	0.6	1	0.5

Tabla 1. Fuente: propia, Excel

4. Modelo estructural

4.1. Programas de cálculo empleados.

- AutoCAD
- SAP2000
- Excel

El diseño de la geometría inicial del hangar se realizó con AutoCAD. Primeramente se definió la estructura en 2D y seguidamente en 3D para poder exportarla a SAP2000

Para el cálculo de la estructura se ha utilizado el programa de cálculo lineal SAP2000. Consiste básicamente en importar la geometría de AutoCAD en formato .dxf, e introducir combinaciones de acciones y las cargas anteriormente mencionadas en los elementos correspondientes.

Seguidamente se listan los esfuerzos en barras, reacciones, desplazamientos o aquellos datos que nos sean de utilidad en una hoja Excel. Aquí se obtienen los esfuerzos máximos y sus concomitantes para el dimensionamiento de los perfiles metálicos.

4.2. Modelización estructural

La modelización estructural consiste en definir la estructura en el programa informático de la manera más próxima a la realidad. Existe cierta dificultad en definir la manera en la que trabajan las uniones entre barras y las restricciones que existen entre ellas.

El proceso de modelización que se ha seguido en esta estructura es el siguiente.

1) Al exportar el archivo en dxf desde AutoCAD, nos encontramos varios problemas. SAP convierte las líneas de AutoCAD en barras, pero estas están todas cortándose entre sí funcionando como barras empotradas, cuando en realidad nuestras correas están apoyadas en los pórticos y las diagonales de la celosía se consideran articuladas también.

Otra dificultad que encontramos es que al importarlo, los ejes locales de las correas son paralelos a los ejes globales, mientras que los ejes locales de las correas están inclinados igual que la pendiente de la cubierta



Es conveniente poner unos ejes cómodos en AutoCAD para tener referenciadas todas las barras y al exportarlo a SAP saber que ejes deben coincidir

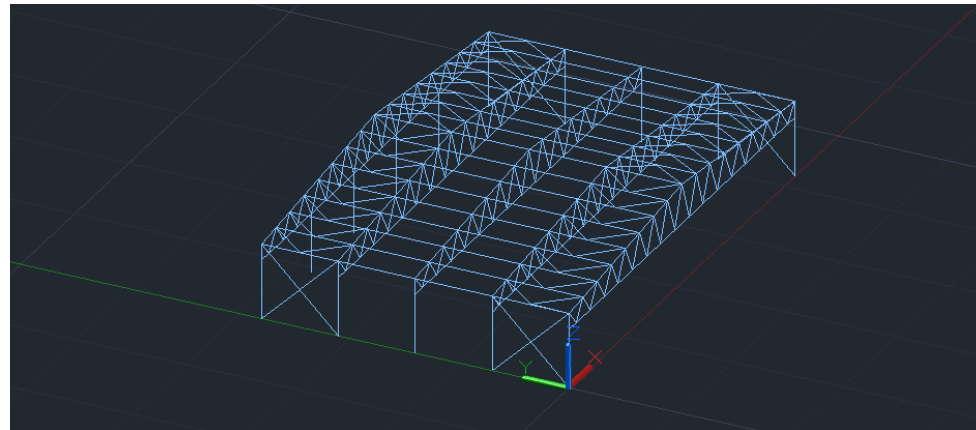


Figura 12. Fuente: propia. AutoCAD

2) Una vez tenemos la geometría de la estructura correcta, se lleva a cabo la asignación de las secciones de los diferentes perfiles, las combinaciones de acciones y las diferentes cargas que actúan sobre la estructura.

3) A continuación se modeliza las uniones entre las diferentes barras y a la cimentación. Las uniones entre los perfiles de este hangar se han modelizado de la siguiente manera:

- Pilares empotrados en la cimentación
- Correas apoyadas sobre el cordón superior, desconectando los momentos del comienzo y del final.
- Diagonales de la celosía biarticuladas al cordón superior e inferior.
- Unión de la celosía al pilar empotrada
- Uniones entre las triangulaciones de la cubierta se consideran biarticuladas.
- Pilares de la fachada principal empotrados en la cimentación y desconectando los momentos y el cortante en el eje global X para permitir los desplazamientos de la puerta a lo largo de este.

4) Teniendo ya todas las coacciones, cargas y geometría definida le decimos al programa que calcule la estructura para los ELUs y ELS que tenemos y listamos los esfuerzos, desplazamientos y reacciones de los elementos que nos interesen para dimensionar.

5) El dimensionamiento de las secciones se ha hecho de forma manual con las normas estipuladas en la EAE. El programa de cálculo SAP también tiene la función de dimensionar y ver los aprovechamientos de las secciones, pero de una manera que desconocemos. Por el carácter didáctico de este tfg los cálculos para la elección de los cantos de los perfiles de la estructura se muestran a continuación deduciendo las betas de pandeo a partir de la modelización mencionada.

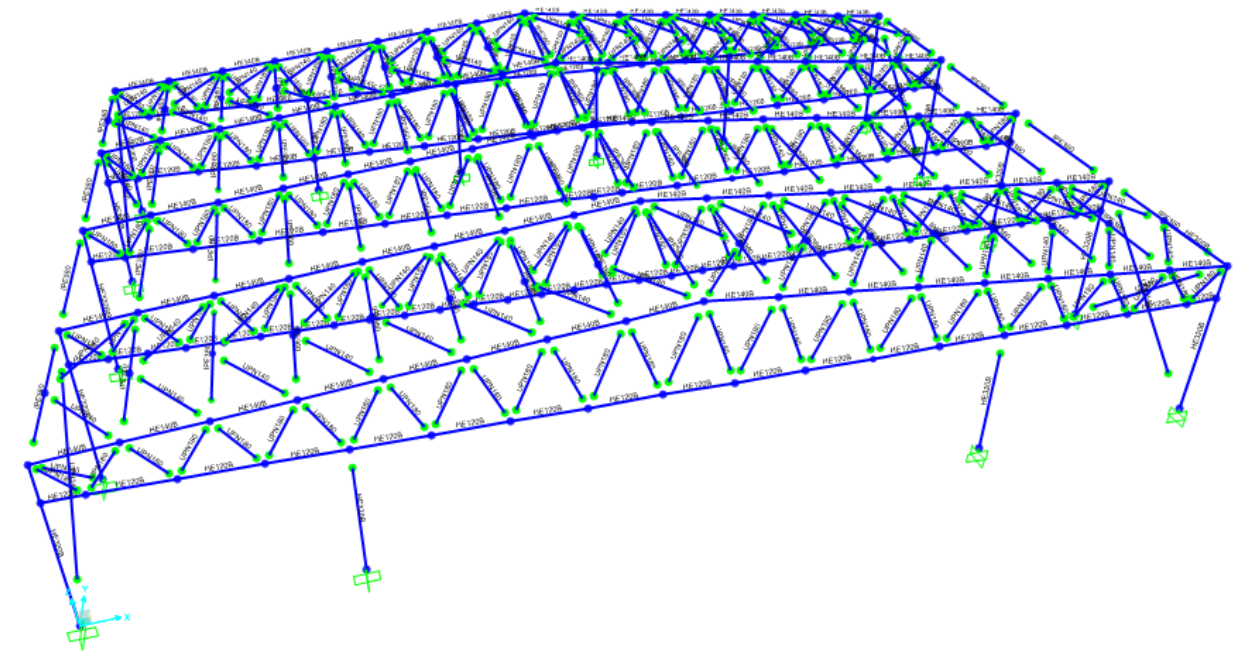


Figura 13. Fuente: propia. SAP2000

Justificación de la modelización :

- Los pilares irán empotrados a la cimentación mediante una placa de anclaje ya que es una estructura de grandes luces para dejar un espacio diáfano para en hangaraje de las aeronaves. Es por esto por lo que es conveniente tener una cimentación generosa y unos pilares empotrados en estas que den rigidez frente a los desplazamientos horizontales del viento.

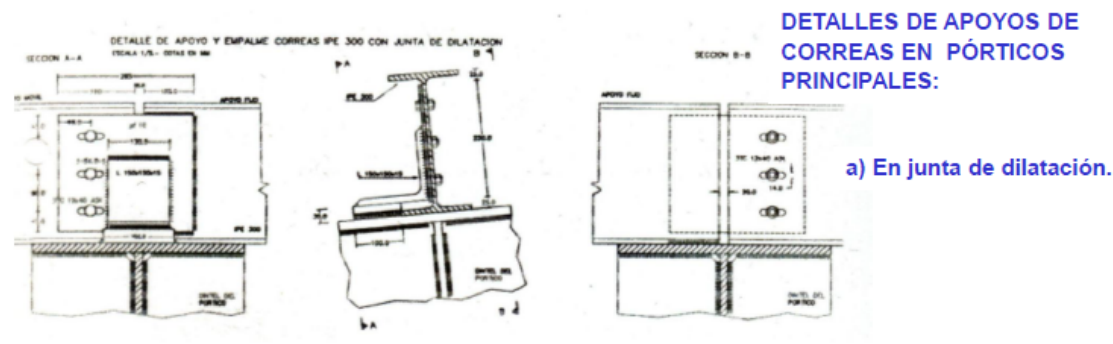


Figura 14. Fuente: diapositiva Acero II

- Las correas van apoyadas sobre el cordón superior. Se justifica esta decisión basicamente por motivos de facilidad constructiva y porque es una solución tipo muy extendida en naves industriales.
- La unión de la las diagonales de la celosia Warren se consideran biarticuladas ya que la unión de estas a los cordones inferior y superior se realizarán atornilladas a cartelas que unan la triangulación. A parte de este motivo, vemos en los diagramas de momentos que estos son practicamente nulos, ya que la finalidad de la triangulación de los porticos se transmitir únicamente esfuerzos axiales. Por lo que sería valida tambien la opción de considerarla empotrada.
- La unión de toda la celosia Warren a los pilares será empotrada para resistir los esfuerzos horizontales del viento de una manera más rígida y evitar excesivos desplazamientos. Esta solución genera momentos flectores mayores que harán aumentar el canto de los perfiles, respecto a la solución de apoyarlo en los pilares.
- Los dos pilares de la fachada principal dónde está situada la puerta están empotrados en la cimentación y coaccionados en la celosia únicamente a cortante en el eje Y y esfuerzo axial. Este pilar se considera estructural ya que la puerta apoya sobre el , estando cerrada o abierta. Es por esto que se permite el desplazamiento en el eje X, ya que hace de corredera.

5. Comprobaciones de resistencia de secciones ELU

5.1 Envolvente de esfuerzos máximos y concomitantes en elementos más desfavorables

Se han listado en Excel los esfuerzos de cada uno de los elementos estructurales que conforman el hangar, así como las reacciones. De este listado se han cogido los máximos y buscado sus concomitantes.

NOTA 1: En este documento se muestran los esfuerzos definitivos de las barras que se han dimensionado. Estos son los que obtenemos después de varias iteraciones, es decir, se introdujeron unos perfiles iniciales, y poco a poco con varias iteraciones se van cambiando los cantos de los perfiles para ajustarse lo máximo posible a la resistencia. Estos cambios de perfiles cambian los esfuerzos de otras barras y las reacciones.

NOTA 2: En este documento se muestran las combinaciones de esfuerzos más desfavorables, con el esfuerzo máximo y sus concomitantes. Las combinaciones de esfuerzos que se muestran aquí son las empleadas para el cálculo de las secciones por resistencia

NOTA 3: Los signos que emplea el programa de cálculo son negativos para compresiones y positivos para tracciones.

NOTA 4: Estos esfuerzos se dan en ejes locales de los perfiles. SAP los tiene definidos de la siguiente manera.

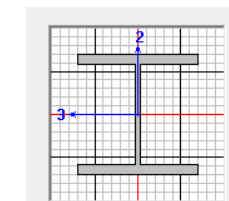


Figura 15. Fuente: SAP2000

1) Pilares:

	P kn	V2 kn	V3 kn	T kn·m	M2 kn·m	M3 kn·m
Max	2.522	314.67	61.474	0.5524	165.2583	499.5737
Min	-352.912	-291.871	-61.553	-0.5525	-165.0351	-462.4556

	P	V2 conc	V3 conc	T conc	M2 conc	M3 conc
N min	-352.912	126.558	6.34E-03	5.62E-04	0.043	276.0721
M3max	-316.181	-155.475	3.52E-03	-5.30E-04	0.0045	499.5737
M2 max	-90.223	0.89	-61.553	-0.1042	165.2583	-4.3602



Tabla 2. Fuente: propia. Excel

Como podemos ver, en los pilares predominan esfuerzos de compresión y momentos respecto al eje fuerte del perfil. Aparecen también momentos respecto al eje débil con los que habrá que comprobar el pandeo lateral.

2) Cordón inferior:

	P kn	V2 kn	V3 kn	T kn·m	M2 kn·m	M3 kn·m
Max	679.099	21.071	0.195	0.0313	0.963	3.2805
Min	-467.311	-20.202	-0.195	-0.0313	-0.9582	-24.0706

	P	V2 conc	V3 conc	T conc	M2 conc	M3 conc
Nmax	679.099	-0.469	9.69E-07	-1.45E-04	-1.47E-05	1.0776

Tabla 3. Fuente: propia. Excel

Como era de prever, el cordón inferior predominan las tracciones. Aunque haya compresiones para alguna combinación de ELU, el esfuerzo a tracción es más restrictivo.

3) Cordón superior:

	P kn	V2 kn	V3 kn	T kn·m	M2 kn·m	M3 kn·m
Max	166.714	3.416	0.293	0.0203	0.5694	2.5001
Min	-877.208	-1.945	-0.292	-0.0203	-0.5695	-5.941

	P	V2 conc	V3 conc	T conc	M2 conc	M3 conc
Nmin	-877.208	-0.772	-0.12	-0.0021	0.323	2.3328

Tabla 4. Fuente: propia. Excel

En el cordón superior predominan las tracciones. Deberemos tener muy presente el pandeo por compresión y las betas de pandeo.

4) Correas:

	P kn	V2 kn	V3 kn	T kn·m	M2 kn·m	M3 kn·m
Max	163.974	18.906	0.217	0.0545	0.7294	33.934
Min	-138.184	-18.904	-0.217	-0.0789	-0.7586	-7.921E-14

	P	V2 conc	V3 conc	T conc	M2 conc	M3 conc
Nmax	163.974	-18.896	-0.125	-0.0094	0	0

Nmin	-138.184	0.485	0.208	-0.0016	0.7288	33.934
------	----------	-------	-------	---------	--------	--------

Tabla 5. Fuente: propia. Excel

Para las correas tendremos que realizar diversas comprobaciones. Los esfuerzos que predominan son axiles de compresión y momento flector alrededor del eje local 3 por acción de las cargas gravitatorias.

5) Diagonales de la celosía.

	P kn	V2 kn	V3 kn	T kn·m	M2 kn·m	M3 kn·m
Max	365.573	0.191	0	0.035	0	0.1827
Min	-368.046	-0.191	0	-0.035	0	-4.496E-16

	P	V2 conc	V3 conc	T conc	M2 conc	M3 conc
Nmin	-368.046	0.191	0	0.0077	0	-7.49E-17

Tabla 6. Fuente: propia. Excel

Los resultados de las diagonales son completamente razonables y nos garantiza que la estructura está bien definida ya que solo transmiten fuerzas axiles

6) Triangulaciones de la cubierta y cruces de San Andrés:

	P kn	V2 kn	V3 kn	T kn·m	M2 kn·m	M3 kn·m
Max	172.605	0.74	0	0.0302	0	1.8196
Min	-173.022	-0.74	0	-0.0302	0	-3.297E-15

	P	V2 conc	V3 conc	T conc	M2 conc	M3 conc
Nmin	-173.022	0.463	0	0.0118	0	-3.00E-16

Tabla 7. Fuente: propia. Excel

La función de estos elementos es impedir los desplazamientos de la estructura frente a acciones horizontales, dando rigidez al hangar. Esto hace que trabajen únicamente a axil. Es lógico que las tracciones y las compresiones sean iguales ya que una de las barras trabajará a compresión t la otra a tracción

5.2. Dimensionamiento de las secciones

El dimensionamiento de las secciones es un proceso iterativo en el que se comprueba que la tensión de la sección no sea mayor que el límite elástico del acero al ser secciones de clase 1. Así pues se va cambiando las inercias, el área y los módulos plásticos de las secciones hasta que



cumpla. Para esto he implementado una hoja Excel con el proceso de cálculo para aligerar el proceso.

A continuación se dimensionaran los diferentes elementos que forman la estructura. Para no hacer el documento repetitivo, se explicará el primer elemento y solo los comentarios relevantes del resto, ya que el proceso es idéntico.

5.2.1 Pilares HE360B

Teniendo la envolvente de esfuerzo de los pilares, habrá que dimensionar para los esfuerzos más desfavorables y sus concomitantes, ya que son los que limitan la resistencia de la sección.

	P	V2 conc	V3 conc	T conc	M2 conc	M3 conc
Nmin	-352.912	126.558	6.34E-03	5.62E-04	0.043	276.0721
M3max	-316.181	-155.475	3.52E-03	-5.30E-04	0.0045	499.5737
M2 max	-90.223	0.89	-61.553	-0.1042	165.2583	-4.3602

Tabla 8. Fuente: propia. Excel

1) Pandeo.

El pandeo es un fallo debido a la inestabilidad de un elemento o estructura bajo compresión axial y sin carga transversal. Existen dos tipos de pandeo según le EAE, el pandeo a compresión y el pandeo lateral o por flexión.

1.1) Pandeo por compresión.

Habrà que comprobar los diferentes planos de pandeo de la sección y viendo sus coacciones en estos para sacar las betas de pandeo.

La sección pandearà una vez se supere en axil crítico en ese plano. Según la EAE este axil viene dado por la fórmula:

El valor del esfuerzo axil crítico elástico N_{cr} para el pandeo por flexión es:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L_{cr}^2}$$

siendo EI la rigidez a flexión del elemento en el plano de pandeo por flexión considerado y L_{cr} la longitud de pandeo en el plano considerado:

$$L_{cr} = \beta L$$

Figura 16. Fuente: EAE

1.1.1) Pandeo en el plano Z-X (ejes globales, en el plano del pórtico)

Como hemos dicho anteriormente, los pilares están empotrados en la cimentación y a la celosía. No obstante sufren desplazamientos horizontales y a la hora de modelizar suponemos como si hubiese un carrito a mitad de la altura de la celosía que permita los desplazamientos horizontales, con beta de pandeo igual a uno.

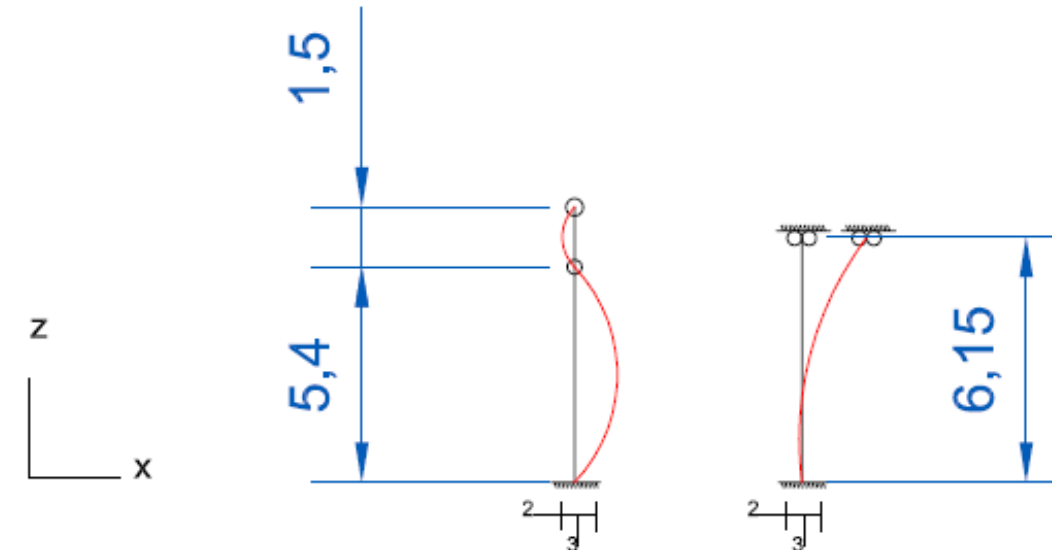


Figura 17. Fuente: propia AutoCAD

$$P_{cry} = \frac{\pi^2 * E * I_3}{l_p^2} = \frac{\pi^2 * 21 * 10^6 * 43190}{(615 * 1)^2} = 23667.5 \text{ kN}$$



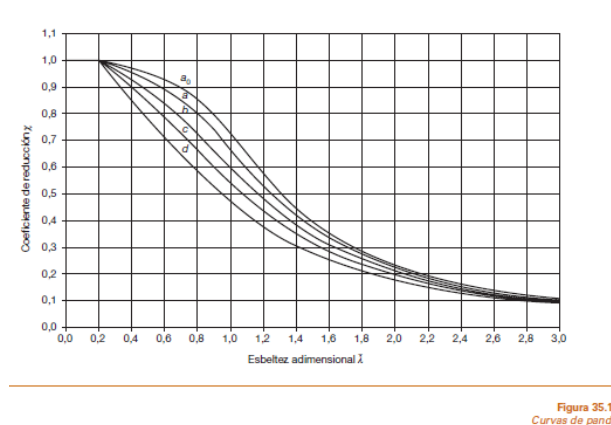
Ahora calculamos la esbeltez del pilar según el artículo 35.1.4 de la EAE.

$$\bar{\lambda}_T = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}} \quad \text{en secciones de clase 1, 2 y 3.}$$

$$\bar{\lambda}_T = \sqrt{\frac{A_{ef}f_y}{N_{cr}}} \quad \text{en secciones de clase 4.}$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{180.6 \text{ cm}^2 * 27500}{23667.5 * 1000 \text{ N}}} = 0.458 \rightarrow \text{curva } b \rightarrow \chi = 0.9$$

La curva de pandeo está en función del tipo de perfil y del plano del pandeo, Se recogen en las tablas



de la EAE siguientes;

Tabla 35.1.2.b
Elección de las curvas de pandeo

Sección transversal	Límites	Pandeo alrededor del eje	Curva de pandeo	
			S 226 S 276 S 355 S 420	S 460
Secciones de perfiles laminados		$t_f \leq 40 \text{ mm}$	a b	a ₀ a ₀
		$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	b c	a a
	$h/b \leq 1.2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$	b c	a a
		$t_f > 100 \text{ mm}$	d d	c c
Secciones de vigas en I armadas soldadas		$t_f \leq 40 \text{ mm}$	b c	b c
		$t_f > 40 \text{ mm}$	c d	c d
Secciones de perfiles huecos		Acabados en caliente	Cualquiera	a a ₀
		Conformados en frío	Cualquiera	c c
Secciones de vigas en cajón armadas soldadas		En general (excepto caso recuadro inferior)	Cualquiera	b b
		Soldadura gruesa $a > 0.5t_f$ $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$	Cualquiera	c c
Secciones de perfiles en U, en T y macizas			Cualquiera	c c
Secciones de perfiles angulares			Cualquiera	b b

Figura 18. Fuente: EAE

1.2.1) Pandeo en el plano Z-Y (ejes globales, plano transversal al pórtico)

Anteriormente hemos hecho el cálculo del pandeo respecto al eje fuerte de inercia del perfil. Evidentemente, respecto al eje débil de inercia el axil crítico será menor y por lo tanto más restrictivo.

A parte de esto, la longitud de pandeo es mayor en el plano Z-Y.

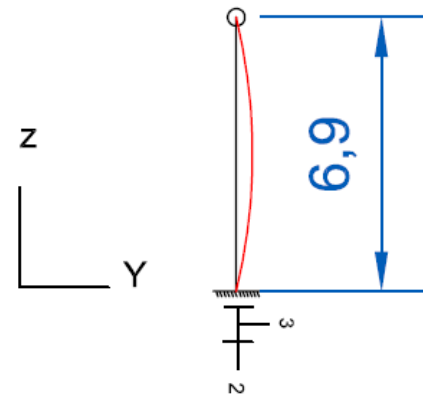


Figura 19. Fuente: propia AutoCAD

$$P_{crz} = \frac{\pi^2 * E * I_2}{l_p^2} = \frac{\pi^2 * 21 * 10^6 * 10140}{(690 * 0.7)^2} = 9008.7 \text{ kN}$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{180.6 \text{ cm}^2 * 27500}{9008.7 * 1000 \text{ N}}} = 0.74 \rightarrow \text{curva } c \rightarrow \chi = 0.70$$

Para la comprobación de resistencia cogeremos el plano de pandeo más desfavorable que es el ZY

1.2) Pandeo lateral

El pandeo lateral es un modo de pandeo en el que un momento aplicado en el eje fuerte, produce pandeo en el eje débil del perfil. En este caso sería la combinación para M2= 165.25 kn·m. Se calcula según el artículo 35.2 de la EAE.

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{L^2} \left(\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 G I_t}{\pi^2 E I_z} \right)^{1/2}$$

siendo L la longitud del elemento entre puntos que tienen impedido el movimiento lateral y C_1 un coeficiente que depende de la ley de momentos flectores entre puntos que tienen coaccionado su desplazamiento lateral. De manera aproximada, C_1 puede obtenerse mediante la siguiente expresión:

$$C_1 = \frac{1}{(k_c)^2}$$

Figura 20. Fuente: EAE

Tabla 35.2.2.1.a

Elección de la curva de pandeo lateral para estas secciones considerando la expresión anterior para la determinación del coeficiente χ_{LT}

Sección transversal	Límites	Curva de pandeo
Secciones de perfiles laminados en doble T	$h/b \leq 2$	b
	$h/b > 2$	c
Secciones soldadas en doble T	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d

Adoptando los valores de $\lambda_{LT,0}$ y de β mencionados en el párrafo anterior, se tiene que para esbelteces $\lambda_{LT} \leq 0,4$ o para relaciones $M_{Ed}/M_{cr} \leq 0,16$ podrá omitirse la comprobación frente a pandeo lateral, teniéndose que llevar a cabo únicamente la comprobación resistente de la sección transversal.

Asimismo, para considerar la distribución de momentos flectores existente entre los puntos de arriostamiento lateral del elemento en la comprobación

Tabla 35.2.2.1.b

Factor de corrección k_c

Distribución de momentos flectores	k_c
	1,0
	$\frac{1}{1,33 - 0,33\psi}$
	0,94
	0,90
	0,91
	0,86
	0,77
	0,82

Figura 21. Fuente: EAE

Pandeo lateral			
C1	1.207583625	Mcr	2154.93923
Kc	0.91	Mcr * 0.16	344.790277
Iw	2.88E-06	M3	499.57
Iz	1.01E-04	λLT	0.58513917



G	8.10E+07	XLT	0.84
It	2.93E-06		
E	2.10E+08		

Tabla 9. Fuente: propia Excel

Conforme a estas tablas momento crítico de pandeo lateral del pilar más desfavorable es:

$M_{cr} = 2414.87 \text{ Kn}\cdot\text{m}$ Como $0.16 \cdot M_{cr} < m_3$ hay pandeo lateral.

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_{ply} \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{2683 \cdot 27500}{2154.93 \cdot E5}} = 0.585 \rightarrow \text{curva } b \rightarrow \chi_{LT} = 0.84$$

2) Interacción axil-flector.

Viendo la tabla anterior, podemos ver que la combinación que limitara la sección respecto al eje de inercia fuerte será la segunda y respecto al eje débil la tercera. La fórmula que nos garantizara la resistencia se la sección es la siguiente.

- Compresión

$$\sigma_{max} = \frac{N}{\chi \cdot A} + \frac{M_3}{\chi_{LT} \cdot W_{3,ply}} + \frac{M_2}{W_{2,plz}} \leq f_{yd}$$

$$\sigma_{max} = \frac{316.18 \cdot 1000}{0.7 \cdot 180.6} + \frac{499.85 \cdot E5}{0.84 \cdot 2683} = 246.68 \text{ MPa} \leq 269.1 \text{ MPa}$$

- Aprovechamiento de la sección:

$$A_{prov} = \frac{246.68}{269.1} = 0.916 \approx 92\%$$

Hemos visto que para el pilar más desfavorable, el canto mínimo que debe tener para que cumpla por resistencia es un HEB360B. Aún así el aprovechamiento del perfil es alto pero todas las cargas están mayoradas por las combinaciones de acciones y los pilares no están sometidos a efectos de fatiga elevados, se decide dejar este perfil.

- Acción del cortante

Como hemos visto en las tablas de las envolventes de esfuerzos, solo aparecen esfuerzos cortantes importantes en los pilares.

Según el artículo 34.7.1 de la EAE la interacción con el cortante es:

En aquellos casos en que la sección se vea sometida al efecto combinado de solicitaciones de flexión y cortante, la comprobación frente a este efecto se llevará a cabo considerando su interacción, traduciéndose ello en una reducción de la resistencia de cálculo de la sección a flexión.

Cuando el valor de cálculo del esfuerzo cortante V_{Ed} no supere el 50% de la resistencia plástica de la sección $V_{pl,Rd}$, no deberá reducirse el valor de la resistencia de cálculo de la sección a flexión, a excepción de los casos en que esta reducción sea necesaria para la consideración del fenómeno de abolladura por cortante (ver 35.5).

Cuando V_{Ed} exceda el 50% de la resistencia plástica de la sección a cortante $V_{pl,Rd}$, se asignará al área de cortante un límite elástico reducido de valor $(1 - \rho) \cdot f_y$ para la determinación de la resistencia de cálculo de la sección a flexión, donde:

34.7. INTERACCIÓN DE ESFUERZOS

34.7.1. Flexión y cortante

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

donde A_v es el área a cortante, que se obtendrá a partir de las siguientes expresiones en función del tipo de sección transversal:

— Secciones de perfiles laminados en I o en H con carga paralela al alma:

$$A = 2bt_f + (t_w + 2r)t_f$$

Figura 22. Fuente: EAE

Así pues

$$V_{pl,Rd} = \frac{60.6 \left(\frac{27500}{\sqrt{3}} \right)}{1.05} = 916.34 \text{ kN}$$

$$50\% V_{pl,Rd} < V_{ed \text{ max}} = 291.871 \text{ kN}$$

Se desprecia la interacción con el cortante y no es necesario reducir el área de la sección.

5.2.2 Cordón inferior HE120B



	P	V2 conc	V3 conc	T conc	M2 conc	M3 conc
Nmax	679.099	-0.469	9.69E-07	-1.45E-04	-1.47E-05	1.0776

Tabla 10. Fuente: propia Excel

Está totalmente comprimido como es normal. El acero a tracción pura trabaja muy bien, es por eso que lo normal es que el canto no sea muy grande. Los momentos sobre este elemento son prácticamente despreciables.

Al estar únicamente sometido a tracción no tiene pandeo.

- Tracción

$$\sigma_{max} = \frac{679.1 * 1000}{34} = 205.79 \text{ MPa} < 269.1 \text{ MPa}$$

Posteriormente comprobaremos la flecha de este elemento ya que al salvar 42 metros de luz podría ser restrictivo.

5.2.3. Cordón superior HE160B

	P	V2 conc	V3 conc	T conc	M2 conc	M3 conc
Nmin	-877.208	-0.772	-0.12	-0.0021	0.323	2.3328

Tabla 11. Fuente: propia Excel

El cordón superior trabaja exclusivamente a compresión, los momentos se consideran despreciables en ambos ejes del perfil.

Para comprobar el cordón superior a pandeo por compresión lo haremos solo en su eje débil ya que es el más desfavorable. Este pandeo se produce en el plano de la cubierta X-Y con una longitud de pandeo igual a la distancia entre correas, que coincide a la distancia entre los vértices de la triangulación de la celosía.

$$P_{crz} = \frac{\pi^2 * E * I_2}{l_p^2} = \frac{\pi^2 * 21 * 10^6 * 889.2}{(264 * 1)^2} = 2664.3 \text{ kN}$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{54.3 \text{ cm}^2 * 27500}{2664.3 * 1000 \text{ N}}} = 0.7514 \rightarrow \text{curva } c \rightarrow \chi = 0.69$$

$$\sigma_{max} = \frac{877.2 * 1000}{0.69 * 54.3} + \frac{2.33 * E5}{354} = 242.6 \text{ MPa} \leq 269.1 \text{ MPa}$$

$$Aprov = \frac{242.6}{269.1} = 0.926 \approx 93\%$$

5.2.4 Correas IPE240

	P	V2 conc	V3 conc	T conc	M2 conc	M3 conc
Nmax	163.974	-18.896	-0.125	-0.0094	0	0
Nmin	-138.184	0.485	0.208	-0.0016	0.7288	33.934

Tabla 12. Fuente: propia Excel

Las correas sirven para arriostramiento entre los diferentes pórticos que forman el hangar. Sobre ellas recaen todas las cargas verticales q través del cerramiento de la cubierta.

En su modelización se apoyan en el cordón superior, con lo que los momentos en los extremos son nulos.

La combinación más desfavorable de las dos, es la que está a compresión con interacción de momento.

La longitud de pandeo es la distancia entre pórticos que son 7 metros. Esta distancia es muy grande y limita mucho el pandeo en el eje débil del IPE, con lo que se introduce una tirantilla en los pórticos centrales que limiten el pandeo alrededor del eje débil.

NOTA: los esfuerzos en la tirantilla son despreciables, por eso se desprecia su cálculo, cumple con el perfil más pequeño UPN80. No obstante se ha introducido en el modelo del programa informático.

A continuación se muestran los esfuerzos en la tirantilla

P	V2	V3	T	M2	M3
---	----	----	---	----	----



Max	-0.62	0.406	0.05	0.0046	0.0668	0.3299
Min	-16.737	-0.429	-0.043	-0.0046	-0.0664	-0.4059

Tabla 13. Fuente: propia Excel

Ahora la longitud de pandeo será 3.5 metros con $\beta=1$

$$P_{crz} = \frac{\pi^2 * E * I_2}{l_p^2} = \frac{\pi^2 * 21 * 10^6 * 284}{(350 * 1)^2} = 480.5 \text{ kN}$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{39.1 \text{ cm}^2 * 27500}{480.5 * 1000 \text{ N}}} = 1.46 \rightarrow \text{curva c} \rightarrow \chi = 0.34$$

$$\sigma_{\max} = \frac{138.18 * 1000}{0.34 * 39.1} + \frac{33.94 * E5}{367} = 193.39 \text{ MPa} \leq 269.1 \text{ MPa}$$

$$Aprov = \frac{193.39}{269.1} = 0.749 \approx 75\%$$

No se comprueba el pandeo lateral ya que se ve que M_{cr} es mucho mayor que M_{ed}

5.2.5. Diagonales de la celosía. UPN200

	P	V2 conc	V3 conc	T conc	M2 conc	M3 conc
N min	-368.046	0.191	0	0.0077	0	-7.49E-17

Tabla 14. Fuente: propia Excel

Las diagonales trabajan exclusivamente bajo esfuerzos axiales de tracción y compresión. La combinación que limite la sección es con el axil de compresión ya que el coeficiente de pandeo aumenta la tensión de la diagonal.

La longitud de pandeo es la longitud de la diagonal más desfavorable. En este caso hemos buscado en el listado la diagonal con la combinación más desfavorable y se ha medido su longitud, que es 2.2 metros.

Las uniones de las diagonales a los cordones serán soldadas a cartelas. Se ha modelizado como una unión articulada con $\beta=1$.

Al no haber momento ni cortante, no hay ni pandeo lateral ni reducción por cortante

$$P_{crz} = \frac{\pi^2 * E * I_2}{l_p^2} = \frac{\pi^2 * 21 * 10^6 * 148}{(220 * 1)^2} = 633.77 \text{ kN}$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{32.2 \text{ cm}^2 * 27500}{633.77 * 1000 \text{ N}}} = 1.15 \rightarrow \text{curva c} \rightarrow \chi = 0.46$$

$$\sigma_{\max} = \frac{368 * 1000}{0.46 * 32.2} = 248.44 \leq 269.1 \text{ MPa}$$

$$Aprov = \frac{248.44}{269.1} = 0.948 \approx 95\%$$

5.2.6 Triangulaciones de la cubierta y cruces de San Andrés UPN 240

	P	V2 conc	V3 conc	T conc	M2 conc	M3 conc
Nmin	-173.022	0.463	0	0.0118	0	-3.00E-16

Tabla 15. Fuente: propia Excel

Estos elementos se utilizan para dar rigidez a la estructura frente a esfuerzos horizontales.

Basta con comprobar su resistencia a axil de compresión.

Para el dimensionamiento de estas secciones nos encontramos el problema de que son barras demasiado esbeltas, ya que la longitud de 7 metros entre pórticos es bastante grande y la inercia en el eje débil pequeña. Según las recomendaciones del CTE y de la EAE la esbeltez de los perfiles no deben ser mayores a 2. Esta norma es muy limitante y hace aumentar en canto de la sección.

La longitud de pandeo de la triangulación de la cubierta es de 2.48 metros y se consideran biapoyadas, con $\beta=1$.

$$P_{crz} = \frac{\pi^2 * E * I_2}{l_p^2} = \frac{\pi^2 * 21 * 10^6 * 248}{(438 * 1)^2} = 267.93 \text{ kN}$$



$$\lambda = \sqrt{\frac{42.3 \text{ cm}^2 * 27500}{267.93 * 1000 \text{ N}}} = 2.03 \rightarrow \text{curva } c \rightarrow \chi = 0.2$$

$$\sigma_{\max} = \frac{173 * 1000}{0.2 * 42.3} = 204.49 \leq 269.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\text{prov}} = \frac{204.49}{269.1} = 0.78 \approx 78\%$$

6. Comprobación de flechas ELS

6.1. Limitaciones de flecha CTE

Según las bases de cálculo del CTE del documento básico de seguridad estructural las flechas admisibles son las siguientes:

4.3.3 Deformaciones

4.3.3.1 Flechas

- 1 Cuando se considere la integridad de los elementos constructivos, se admite que la estructura horizontal de un piso o cubierta es suficientemente rígida si, para cualquiera de sus piezas, ante cualquier combinación de acciones característica, considerando sólo las deformaciones que se producen después de la puesta en obra del elemento, la flecha relativa es menor que:
 - a) 1/500 en pisos con tabiques frágiles (como los de gran formato, rasillones, o placas) o pavimentos rígidos sin juntas;
 - b) 1/400 en pisos con tabiques ordinarios o pavimentos rígidos con juntas;
 - c) 1/300 en el resto de los casos.
- 2 Cuando se considere el confort de los usuarios, se admite que la estructura horizontal de un piso o cubierta es suficientemente rígida si, para cualquiera de sus piezas, ante cualquier combinación de acciones característica, considerando solamente las acciones de corta duración, la flecha relativa, es menor que 1/350.
- 3 Cuando se considere la apariencia de la obra, se admite que la estructura horizontal de un piso o cubierta es suficientemente rígida si, para cualquiera de sus piezas, ante cualquier combinación de acciones casi permanente, la flecha relativa es menor que 1/300.

Figura 22. Fuente: CTE

Para nuestro hangar adoptaremos una flecha de 1/300

6.2. Secciones más desfavorables y envolvente de desplazamientos.

En este apartado se comprobará a flecha los elementos que más susceptibles sean a simple vista como el cordón inferior, las correas o el desplome en los pilares.

Las envolventes de esfuerzos se realizan a partir de listar solo los ELS

- Cordón inferior:

La luz máxima salvar es 42 metros entre los pilares de los pórticos centrales.

La envolvente de desplazamientos en estos cordones se resume en esta tabla.

	U1 m	U2 m	U3 m
Max	0.012008	0.004128	-0.015456
Min	-0.009595	-0.004267	-0.131414

Tabla 16. Fuente: propia Excel

$$\frac{f}{4200} < \frac{1}{300}$$

El cordón inferior cumple a flecha ya que el máximo desplazamiento producido es de 13.14cm, mientras que el máximo admisible es de 14 cm.

- Pilares:

La longitud máxima de los pilares es de 6.7 metros

La envolvente de desplazamientos en estos cordones se resume en esta tabla.

	U1 m	U2 m	U3 m
Max	0.000672	0.020407	-0.000014
Min	-0.004376	-0.000205	-0.000381

Tabla 17. Fuente: propia Excel

$$\frac{f}{670} < \frac{1}{300}$$

Los pilares cumplen a flecha. El máximo de flecha admitido es de 2.23 cm mientras que en nuestra envolvente de desplazamientos tenemos 2.04 cm.

- Correas:



La luz máxima que salvan las correas es la distancia entre pórticos que son 7 metros.

La envolvente de desplazamientos en estos cordones se resume en esta tabla.

	U1 m	U2 m	U3 m
Max	0.004861	0.00079	-0.000956
Min	-0.010548	-0.001139	0.020115

Tabla 18. Fuente: propia Excel

$$\frac{f}{700} < \frac{1}{300}$$

Las correas cumplen a flecha ya que el máximo desplazamiento producido es de 2 cm, mientras que el máximo admisible es 2.33 cm

7 Dimensionamiento de uniones

7.1 Placa base

Las placas base son el aparato de apoyo empleado con más frecuencia para unir un soporte con su cimentación.

En nuestro caso la unión del pilar con la placa base se considerará una unión rígida soldada.

A continuación se mostrará el dimensionamiento de esta placa base suponiendo unas medidas lógicas y comprobando su cumplimiento al transmitir las tensiones

La placa base se dimensionará para poder transmitir los esfuerzos axiles de tracción o compresión, esfuerzos cortantes y momentos. Por este motivo realizaremos el cálculo de resistencia para dos combinaciones de acciones diferentes, una para axiles de tracción y otra para compresión, cada una con sus concomitantes.

- Reacciones más desfavorables en la cimentación.

	F1 kn	F2 kn	F3 kn	M1 kn·m	M2 kn·m	M3 kn·m
Max	179.236	61.558	340.562	165.0595	403.3792	0.1846
Min	-160.838	-61.48	21.98	-165.2858	-368.4651	-0.1847

Tabla 19. Fuente: propia Excel

- Axiles máximos y mínimos con sus concomitantes.

	F1 kn	F2 kn	F3 kn	M1 kn·m	M2 kn·m	M3 kn·m
N max	179.236	-2.68E-03	322.927	0.0175	403.3792	7.56E-04
N min	-160.838	-6.16E-03	260.009	0.0416	-368.4651	-7.60E-04

Tabla 20. Fuente: propia Excel

La cimentación es una zapata de medianería cuyas dimensiones son 2 x 1.5 x 0.8 metros.

Suponemos unas medidas de la placa base de 0,8 x 0.8 metros con tornillos 10.9 M27

- Factor de concentración.

$$K_j = \sqrt{\frac{a_1 * b_1}{a * b}} = \sqrt{\frac{1.6 * 1.6}{0.8 * 0.8}} = 2$$

Donde a1 = b1 = min [L zapata, 5X L placa, Canto ciment + L placa] = 1.6m

- Resistencia de contacto

$$F_{jd} = \beta_j * K_j * F_{ck} < 3.3 F_{cd}$$

$$F_{jd} = \frac{2}{3} * K_j * F_{ck} = \frac{2}{3} * 2 * 25 = 33.33 \text{ MPa} < 3.3 F_{cd}$$

- 1º Combinación Nmax

$$\sum M_a = 0 \quad 160.81 * 0.23 + 368.5 - F_c * 0.39631 = 0$$

$$F_c = 1024 \text{ Kn}$$

$$F_t = 1024 - 161 = 863 \text{ Kn}$$



2º Combinación Nmin

Hay que comprobar si la hipotesis que hacemos de tracción compuesta es cierta.

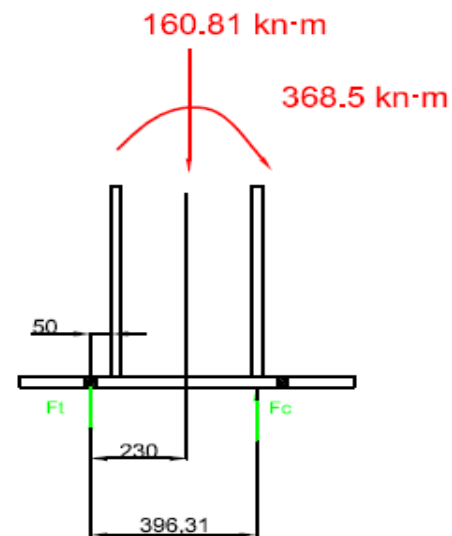


Figura 23. Fuente: propia AutoCAD

- Área eficaz

$$A_{eff} * F_{jd} \geq F_c$$

$$A_{eff} \geq \frac{1024 * 1000}{33.33} = 307.23 \text{ cm}^2$$

$$A_{eff} = (B + 2c) * (t_f + 2c) = (36 + 2c) * (2.25 + 2c)$$

$$A_{eff} = 307.23 \text{ cm}^2$$

$$c \approx 2.7 \text{ cm}$$

$$A_{eff} = 327.06 \text{ cm}^2 > 307.23 \text{ cm}^2$$

- Espesor mínimo en la zona de compresión

Según 65.2.2 de la EAE

$$T_p = c \sqrt{\frac{3 * F_{jd} * \gamma_{m0}}{F_{yk}}} = 2.7 \sqrt{\frac{3 + 33.33 + 1.05}{275}} = 1.67 \text{ cm} \approx 2 \text{ cm}$$

$$\sum M_a = 0 \quad -403.4 + 179.24 * 0.23 + F_{t1} * 0.43 = 0$$

$$F_{t1} = 842.29 \text{ Kn}$$

$$F_t = 179.24 + 842.29 = 1021.5 \text{ Kn}$$

La hipotesis inicial es cierta, $F_{t1} > 0$

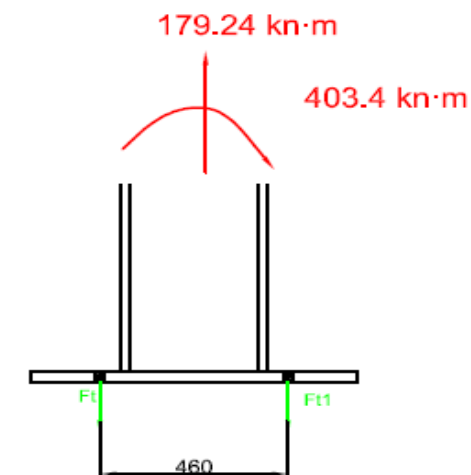


Figura 24. Fuente: propia AutoCAD

3) Flexión local para la zona de tracción

$$b_{eff} = 20 + 20 + 2 * (12) = 64 \text{ cm}$$

$$M_{ed} = F_{t1} * 5 = 842.29 * 5 = 4211.45 \text{ kn} * \text{cm}$$

$$m_{ed} = \frac{4211.45}{64} = 65.8 \text{ Kn} * \frac{\text{cm}}{\text{cm}}$$



La resistencia de la placa por unidad de ancho es:

$$Mrd = \frac{tp^2}{4} * 1 * \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 65.8 \text{ Kn} \cdot \text{cm}$$

Para tp=3cm, Mrd=58.3Kn·cm

Para tp=4cm, Mrd =104.76 Kn·cm

Para tp=3.5cm, Mrd=80.2 Kn·cm

De esta manera el espesor final de la placa es de 3.5 cm.

4) Resistencia de la unión

Con tornillos. 8 M27 categoria 10.9

Chapa de 80*80*3.5 cm

3.1) Resistencia a corte de los tornillos

Según el artículo 65.2.1 de la EAE

$$Fv, Rd = \frac{ab * f_{ub} * A_s *}{\gamma_{M2}} = \frac{0.17 * 1000 * 456}{1.25} = 62 \text{ Kn}$$

Donde

$$ab = 0.44 - 0.0003f_{yb} = 0.44 - 0.0003 * 900 = 0.17$$

Al haber 6 tornillos a cada lado que resisten el cortante, la maxima fuerza a cortante que pueden soportar es de 62*6=372 kn>340.56 Kn. Cumplen a corte.

3.2) Resistencia a tracción de los tornillos.

Según el artículo 58.7 de la EAE

$$Ft, rd = \frac{0.9 * f_{ub} * A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9 * 1000 * 456}{1.25} = 328.32 \text{ Kn}$$

Los tornillos que resisten tracción son 3. La fuerza total que soportan a tracción es 328.23*3=985 Kn> Ft1=842.3 Kn. Cumple a tracción

3.3) Resistencia a aplastamiento de la chapa

Según el artículo 58.6 de la EAE la resistencia a aplantamiento es:

La resistencia a aplastamiento de una pieza de espesor t contra el vástago de un tornillo de diámetro d colocado en un agujero estándar viene dada por la expresión:

$$F_{b,Rd} = \frac{\alpha \beta f_u d t}{\gamma_{M2}}$$

en donde f_u es la resistencia a tracción del material de la pieza, α un coeficiente igual al menor de los valores:

$$\frac{e_1}{3d_0}; \quad \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \quad \frac{f_{ub}}{f_u}; \quad 1.0$$

y β otro coeficiente igual al menor de los valores:

$$\frac{2.8e_2}{d_0} - 1.7; \quad \frac{1.4p_2}{d_0} - 1.7; \quad 2.5$$

Dónde

Tabla 58.4.a
Disposiciones constructivas

Distancias y separaciones	Mínimo obligatorio	Mínimo recomendado	Máximo, ambiente normal	Máximo, intemperie o ambiente corrosivo
e_1	$1,2d_0$	$2d_0$	125 mm ó 8t	40 mm + 4t
e_2	$1,2d_0$	$1,5d_0$	125 mm ó 8t	40 mm + 4t
p_1	$2,2d_0$	$3d_0$	Piezas comprimidas: 14t ó 200 mm Piezas traccionadas: 28t ó 400 mm	
p_2	$2,4d_0$	$3d_0$	14t ó 200 mm	
m		$3d$		

d_0 : Diámetro del agujero.
 d : Diámetro del tornillo.
 t : Espesor de la pieza más delgada a unir.

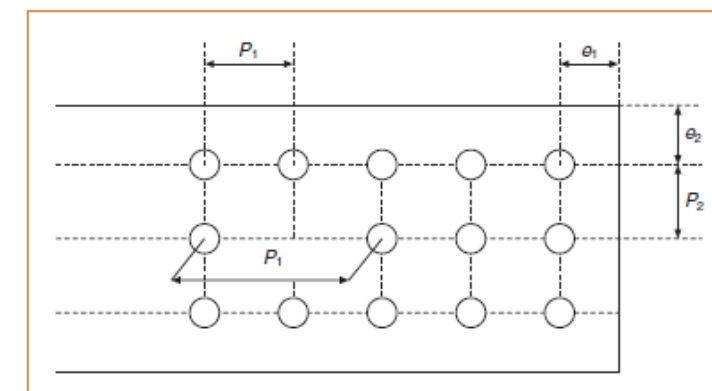


Figura 58.4.a.
Distancias

Figura 25. Fuente: EAE



Con nuestros datos:

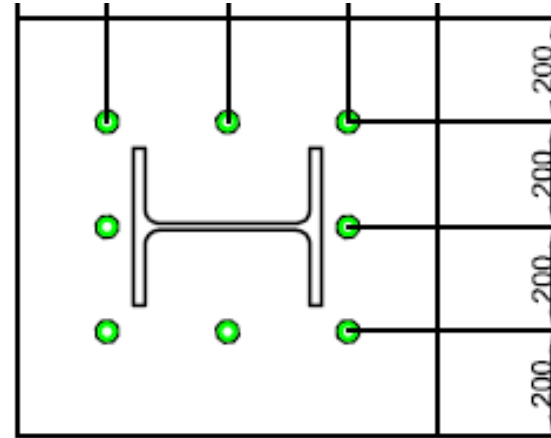


Figura 26. Fuente: propia AutoCAD

$$\alpha = \min[1.95/2.22/2.32/1] = 1.95$$

$$\beta = \min [19.04/10.22/2.5] = 2.5$$

$$Fb, Rd = \frac{\alpha * \beta * fu * d * t}{\gamma M2} = \frac{1.95 * 2.5 * 430 * 27 * 35}{1.25} = 1584 Kn$$

Se ha comprobado la resistencia de la placa base frente a los principales esfuerzos que transmite la estructura ala cimentación.

7.2 Uniones tipo.

Por el carácter didactico de este trabajo no se van a comprobar todas las uniones de la estructura. Se comprobarán las uniones soldadas entre las diagonales y las cartelas de los cordones y entre la celosia y el pilar

- Soldadura de las diagonales UPN200

Los esfuerzos de compresión más desfavorables y suns concomitantes son:

P	V2 conc	V3 conc	T conc	M2 conc	M3 conc
---	---------	---------	--------	---------	---------

N min	-368.046	0.191	0	0.0077	0	-7.49E-17
-------	----------	-------	---	--------	---	-----------

Tabla 21. Fuente: propia Excel

El dimensionamirnto de las uniones soldadas las haremos según el artículo 59.8.2 de la EAE

$$\tau_w = \frac{F}{aL_w} \leq \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{M2} \sqrt{3}}$$

Figura 26. Fuente: EAE

Según el artículo 59.3.2 de la EAE el espesor de la garganta está delimitado

Así pues el espesor de la garganta es de 5mm

$$Tw \text{ de la cartela} = 10mm \quad a_{\max} = 0.7 * 8.5 = 6mm$$

$$Tw \text{ UNP200} = 8. \quad a_{\min} = 3mm$$

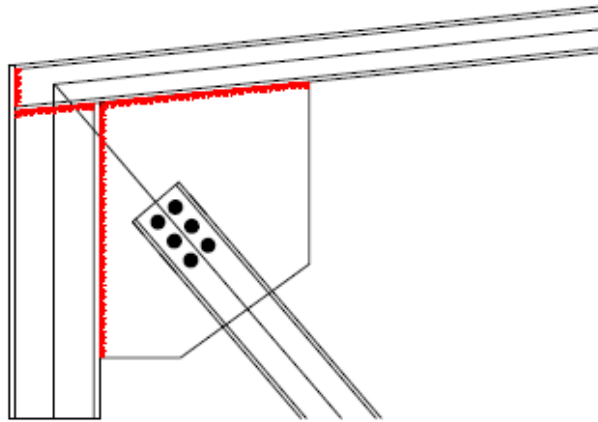
Salvo lo dispuesto para uniones entre piezas de sección tubular o secciones en cajón no accesibles interiormente, el espesor de garganta a de un cordón en ángulo no será superior a $0,7 t_{\min}$, siendo $t_{\min}$ el espesor de la pieza más delgada a unir.

El espesor de garganta a de un cordón en ángulo, apartado 59.7, no debe ser inferior a 3 mm cuando se deposite en chapas de hasta 10 mm de espesor, ni inferior a 4,5 mm cuando se deposite sobre piezas de hasta 20 mm de espesor, ni inferior a 5,6 mm cuando se deposite sobre piezas de más de 20 mm de espesor, a menos que el procedimiento de soldadura contemple espesores de garganta menores.

Para evitar posibles problemas de fisuración en frío, cuando el espesor de una de las piezas a unir sea superior al doble del de la otra pieza, se recomienda preparar un proceso de soldeo adecuado que considere el carbono equivalente CEV del material de base, la aportación de calor del proceso de soldeo y la posibilidad de tener que precalentar el metal de base.

59.3.2. Espesor de garganta

$$Lw \geq \frac{\beta_w * \gamma_{M2} * \sqrt{3}}{a * fu} * F = \frac{0.85 * 1.25 * \sqrt{3}}{5 * 430} * 368Kn \approx 31.5cm$$



- Soldadura de la celosía al cordón superior

Esto es solo un detalle básico para ver la idea de esta unión que puede parecer un poco confusa. En el punto 1.5 se podrán ver con detalle todos los planos y los aspectos constructivos de los mismo.

- Soldadura pilar- placa base

Una vez calculada la unión atornillada de la placa base a la cimentación, se ha dimensionado el cordón de soldadura necesario para resistir los esfuerzos entre el pilar y la placa base.

	F1 kn	F2 kn	F3 kn	M1 kn·m	M2 kn·m	M3 kn·m
N max	179.236	-2.68E-03	322.927	0.0175	403.3792	7.56E-04

Tabla 22. Fuente: propia Excel

1) Von Misses para combinación de esfuerzos normales y tangenciales

$$\sigma_{comp} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} = \sqrt{168^2 + 3 * 29.6^2} = 175.65 \text{ MPa}$$

Dónde

$$\sigma = \frac{322.93 * 1000}{180.6} + \frac{403.78 * E5}{2683} = 168 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{V_{ed}}{A_{vz}} = \frac{179.26 * E3}{60.6} = 29.6 \text{ MPa}$$

2) Longitud mínima de soldadura

$$T_w \text{ de la placa base} = 35 \text{ mm} \quad a_{\max} = 0.7 * 12.5 \approx 8.5 \text{ mm}$$

$$T_w \text{ de HE360B} = 12.5 \quad a_{\min} = 5.6 \text{ mm}$$

Espesor de la garganta es $a = 6 \text{ mm}$

$$L_w \geq \frac{\beta_w * \gamma_{M2} * \sqrt{3}}{a * f_u} * F = \frac{0.85 * 1.25 * \sqrt{3}}{6 * 430} * 972.6 \text{ Kn} \approx 69.4 \text{ cm}$$

Dónde

$$F = \frac{\sigma_{comp}}{\text{Área}} = \frac{17565}{180.6} = 972.6 \text{ Kn}$$