



ANEJO I: CÁLCULO ESTRUCTURAL

Pérez Griñán, Sergio



ÍNDICE

- 1. Objeto
- 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. Coeficientes de seguridad de los acciones
 - 2.2.1.1. Estados limites últimos
 - 2.2.1.2. Estados límites de servicio
- 3. Acciones
 - 3.1. Acciones permanentes
 - 3.1.1. Peso propio
 - 3.1.2. Cerramientos
 - 3.2. Acciones variables
 - 3.2.1. Sobrecarga de uso
 - 3.2.2. Viento
 - 3.2.3. Acciones térmicas
 - 3.2.4. Nieve
 - 3.3. Acciones accidentales
 - 3.4.1. Sismo
 - 3.4.2. Impacto de vehículos
 - 3.4. Combinación de acciones.
 - 3.4.1. Estados límites últimos
 - 3.4.2. Estados límites de servicio
- 4. Modelo estructural
 - 4.1. Programa de cálculo empleado
 - 4.2. Modelización estructural
- 5. Comprobaciones de resistencia de secciones ELU
 - 5.1. Envolvente de esfuerzos máximos y concomitantes en elementos más desfavorables
 - 5.1.1. Cordón superior
 - 5.1.2. Cordón inferior
 - 5.1.3. Diagonales del arranque del arco
 - 5.1.4. Resto de diagonales
 - 5.1.5. Riostras viento
 - 5.1.6. Correas
 - 5.1.7. Pilares hastiales
 - 5.1.8. Tirantes
 - 5.2. Comprobación secciones
 - 5.2.1. Cordón superior
 - 5.2.2. Cordón inferior
 - 5.2.3. Diagonales del arranque del arco
 - 5.2.4. Resto de diagonales
 - 5.2.5. Riostras viento
 - 5.2.6. Correas
 - 5.2.7. Pilares hastiales



- 5.2.8. Tirantes
- 6. Comprobación de deformaciones ELS
 - 6.1. Limitación en las deformaciones
 - 6.2. Comprobación elementos estructurales
 - 6.2.1. Estructura principal
 - 6.2.2. Correas
 - 6.2.3. Pilares hastiales
- 7. Uniones
 - 7.1. Apoyos
 - 7.1.1. Placa base zapata de medianería
 - 7.1.2. Unión con bulón
 - 7.1.2.1. Dimensionamiento pieza conexión bulón-placa base
 - 7.1.2. Placa base zapata aislada
 - 7.1. Unión tipo celosía
- 8. Diseño estructural cimentación
 - 8.1. Zapata de medianería
 - 8.1.1. Análisis longitudinal frente a solicitaciones normales. Sección S_{1Y} :
 - 8.1.2. Análisis transversal frente a solicitaciones normales. Sección S_{1X} :
 - 8.1.3. Cuantías mínimas de armado.
 - 8.1.4. Agotamiento frente a cortante
 - 8.1.5. Limitación de tensiones y abertura de fisuras
 - 8.1.6. Agotamiento frente a punzonamiento
 - 8.1.7. Disposición del armado
 - 8.1.7.1. Separaciones máximas y mínimas
 - 8.1.7.2. Longitud de anclaje
 - 8.2. Zapata aislada
 - 8.2.1 Cálculo de las cuantías mínimas de armado
 - 8.3 Dimensionamiento del enano de hormigón
 - 8.4. Riostras entre zapatas
 - 8.4.1. Cálculo de las cuantías mínimas de armado
 - 8.4.2. Armadura de cortante
 - 8.4.3. Solución vigas riostras
 - 8.5. Losa
 - 8.5.1. Cálculo de las cuantías mínimas de armado
 - 8.5.2. Armadura de reparto
 - 8.5.2. Armadura de reparto
 - 8.5.3. Solución de la losa



1. Objeto

El objeto del presente documento es el análisis completo estructural de la estructura detallando el procedimiento hasta llegar a los resultados obtenidos. Para ello, a continuación se desarrollan los siguientes epígrafes en los cuales se expone la normativa empleada en el cálculo, las acciones consideradas, el modelo estructural considerado en esta solución así como las correspondientes combinaciones de acciones, comprobaciones y dimensionamiento de la estructura que garantice el correcto comportamiento estructural del mismo.

En primer lugar se han resuelto los cálculos estructurales correspondientes a todos los elementos de la superestructura, como cordón superior, inferior, diagonales, riostras correas, tirante y pilares.

Seguidamente se ha procedido al cálculo de nudos tipo de la celosía de los arcos así como el apoyo de los mismos.

Finalmente se muestran los cálculos correspondientes a la subestructura, concretamente de las zapatas de medianería que conforman la cimentación de la infraestructura.

2. Bases de cálculo

2.1. Normativa empleada

La normativa empleada para el cálculo estructural del Hangar ha sido la siguiente:

- Código Técnico de la Edificación (CTE)
 - DB SE Seguridad Estructural
 - DB SE Acciones de la edificación
- Instrucción Española de Acero Estructural (EAE 2011)
- Eurocódigo 3. Proyecto de estructuras de acero.
- Instrucción Española de Hormigón Estructural (EHE 08).
- Eurocódigo 2. Proyecto de estructuras de hormigón
- Guía de cimentaciones en obras de carretera (2009)

El documento básico de Seguridad Estructural del Código Técnico de la Edificación se ha utilizado para la obtención de los coeficientes parciales de seguridad para las acciones, coeficientes de simultaneidad, así como la combinación de acciones para estados límite últimos y de servicio.

El documento básico de Acciones de la Edificación se ha empleado para la obtención del valor de las diferentes acciones que actúan sobre la estructura y a partir de las cuales se ha dimensionado el hangar.

La Instrucción Española de Acero estructural así como el Eurocódigo 3 se ha empleado para el cálculo, dimensionamiento y comprobación de todos los elementos que componen la estructura, ya que esta solución está conformada íntegramente por elementos de acero.

La Instrucción Española de hormigón Estructural, Eurocódigo 2 y la Guía de cimentaciones en obras de carreteras se han utilizado en los cálculos estructurales y geotécnicos del diseño de las zapatas que soportan la estructura y transmiten los esfuerzos al terreno.

2.2. Coeficientes de seguridad

2.2.1. Coeficientes de seguridad de los materiales

Los valores de los coeficientes parciales para la resistencia en la comprobación de los estados límite últimos son los que se indican en la tabla 15.3 de la Instrucción de Acero Estructural:

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 2.2.1. Coeficientes seguridad materiales. EAE.

2.2.1. Coeficientes de seguridad de los materiales

2.2.1.1. 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:

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

Los coeficientes parciales de seguridad para las acciones aplicables para la los estados límite últimos han sido extraídos de la tablas 12.1 de la EAE:

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 2.2.1.1 Coeficientes seguridad acciones ELU. EAE.

2.2.1.2. 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, asientos 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.

Los coeficientes parciales de seguridad para las acciones aplicables para la los estados límite últimos han sido extraídos de la tablas 12.2 de la EAE:

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 2.2.1.2 Coeficientes seguridad materiales ELS. EAE.

3. Acciones



La normativa empleada para la obtención de las acciones a considerar ha sido Código Técnico de la Edificación y mas concretamente en el Documento Básico de Seguridad Estructural - Acciones en la Edificación

3.1. Acciones permanentes

3.1.1. Peso propio

El peso propio de los elementos estructurals que componen la estructura no ha sido necesario calcularlo manualmente puesto que ha sido considerado por el programa de cálculo de estructuras utilizados Sap2000.

3.1.2. Cerramientos: $0,2 \text{ Kn/m}^2$

Además del peso propio, se debe considerar la carga muerta procedente de la cubierta o cerramientos y considerarlo como una acción permanente o peso muerto que debemos incluir dentro del conjunto de acciones permanentes.

Consultando el siguiente catálogo se ha decidido instalar un panel de cubierta tipo sándwich de 3 greca cuyo espesor de panel es de 50 mm y su carga $0,1 \text{ kn/m}^2$



Figura 3.1.2.a Catálogo panel sandwich. Www.panelsandwich.com

Se ha considerado finalmente una sobrecarga debida a cerramientos y materiales auxiliares sobre cubierta de $0,2 \text{ Kn/m}^2$

Una vez obtenido el valor de las acciones permanentes que actúan sobre la estructura se introduce en el programa de cálculo de estructuras como una carga lineal distribuida en cada pórtico teniendo en cuenta el área tributaria de cada uno.

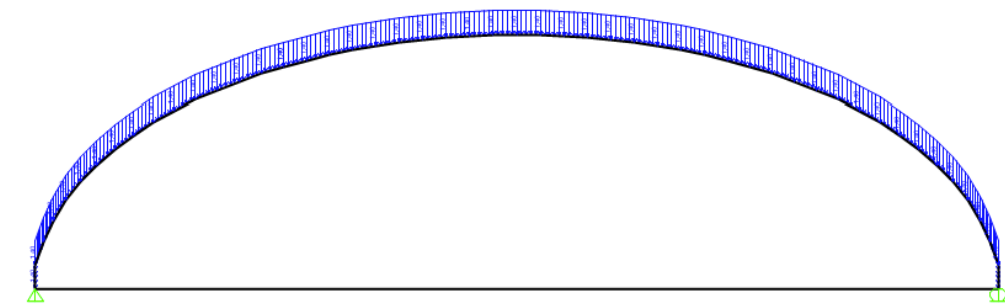


Figura 3.1.2.b Carga lineal en arco. Captura Sap 2000.

3.2. Acciones variables

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:

3.2.1. Sobrecarga de uso: $0,4 \text{ Kn/m}^2$

Los efectos de la sobrecarga de uso pueden simularse por la aplicación de una carga distribuida uniformemente. De acuerdo con el uso que sea fundamental en cada zona del mismo, como valores característicos se adoptarán los de la Tabla 3.1.

Los valores que aparecen en la tabla se refieren a la proyección horizontal de la superficie en la cubierta. El valor de la sobrecarga de uso en las zonas de la cubierta en la que la pendiente es superior a 40° es igual a 0.



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
		G2	Cubiertas ligeras sobre correas (sin forjado) ⁽⁵⁾	0,4 ⁽⁴⁾	1
			Cubiertas con inclinación superior a 40°	0	2

SE-AE 5

Figura 3.2.1.a Valores característicos de las sobrecargas de uso. CTE DB SE-AE.

En este caso se trata de la categoría G, cubiertas accesibles únicamente para conservación, y dentro de esta categoría nos encontramos en la subcategoría G1 cubiertas ligeras sobre correas (sin forjado), por tanto la carga uniforme correspondiente es 0,4 Kn/m²

Finalmente se introduce la carga lineal en proyección horizontal en el programa de cálculo de estructuras

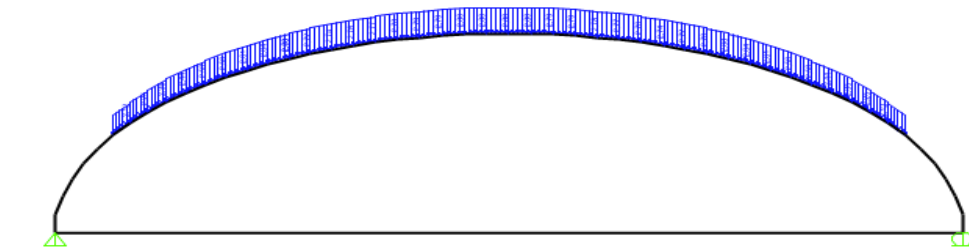


Figura 3.2.1.b Carga lineal en arco. EAE.

3.2.2. Viento:

La distribución y el valor de las presiones que ejerce el viento sobre un edificio y las fuerzas resultantes dependen de la forma y de las dimensiones de la construcción, de las características y de la permeabilidad de su superficie, así como de la dirección, de la intensidad y del racheo del viento. En este caso se trata de una superficie curva que habrá que tener en todo momento en cuenta para el cálculo de la carga de viento.

La acción del viento se considera generalmente como una fuerza perpendicular a la superficie de cada punto expuesto y puede expresarse como:

$$q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p$$

donde:

- q_b , presión dinámica del viento.
- c_e , coeficiente de exposición.
- c_p , coeficiente eólico o de presión.

A continuación se detalla el cálculo de cada uno de estos coeficientes:

- Presión dinámica del viento q_b : 0,42 Kn/m²

El valor básico de la velocidad del viento en cada localidad puede obtenerse del mapa de la figura D.1. del anejo D del DB SE del Código Técnico de la Edificación:

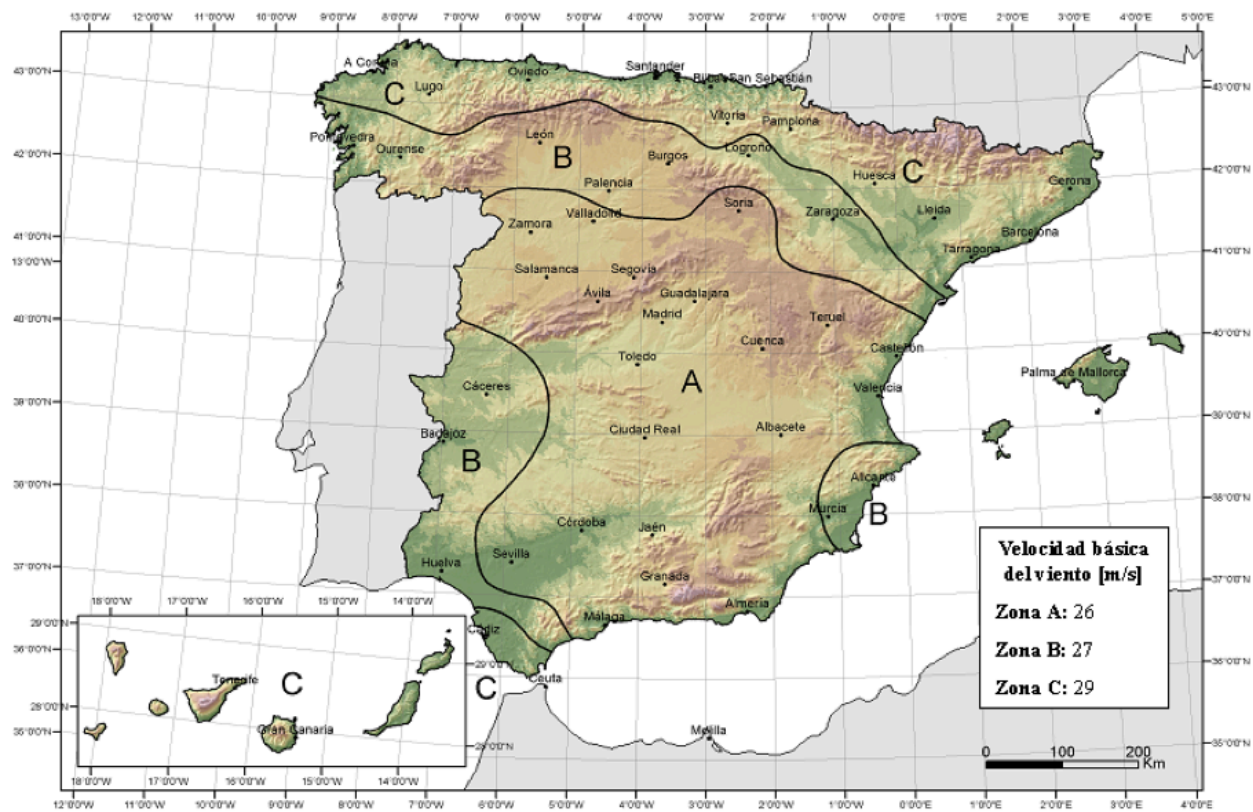


Figura 3.2.2.a Velocidad básica del viento en España según la zona. CTE DB-AE.

El término municipal donde se encuentra ubicado la estructura pertenece a la zona A, por lo que le corresponde una velocidad básica del viento de 26 m/s y el mismo anejo nos dice que para esta valor de velocidad básica del viento corresponde un valor de la presión dinámica de 0,42 Kn/m².

- Coeficiente de exposición c_e : 2,8

El coeficiente de exposición tiene en cuenta los efectos de las turbulencias originadas por el relieve y la topografía del terreno. Su valor se puede tomar de la tabla 3.4 del DB SE, siendo la altura del punto considerado la medida respecto a la rasante media de la fachada a barlovento.

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

Figura 3.2.2.b Valores del coeficiente de exposición. CTE DB SE-AE.

El grado de aspereza del entorno en el que se ubica la estructura es el II Terreno rural llano sin obstáculos ni arbolado de importancia, y la altura del punto considerado son, del lado de la seguridad, para toda la estructura de 11 metros por lo que para obtener los valores del coeficiente de exposición c_e se ha interpolado linealmente obteniendo un valor de 2,8.

- Coeficiente eólico o de presión c_p :

En naves y construcciones diáfanos, sin forjados que conecten las fachadas, la acción de viento debe individualizarse en cada elemento de superficie exterior.

A efectos del cálculo de la estructura, del lado de la seguridad se podrá utilizar la resultante en cada plano de fachada o cubierta de los valores del Anejo D.3 del DB SE, que recogen el pésimo en cada punto debido a varias direcciones de viento.

De la tabla D.12 del Anejo D.3 del DB SE se han obtenido los valores del coeficiente c_p para cada zona de la estructura (A, B y C):



Tabla D.12 Cubiertas cilíndricas

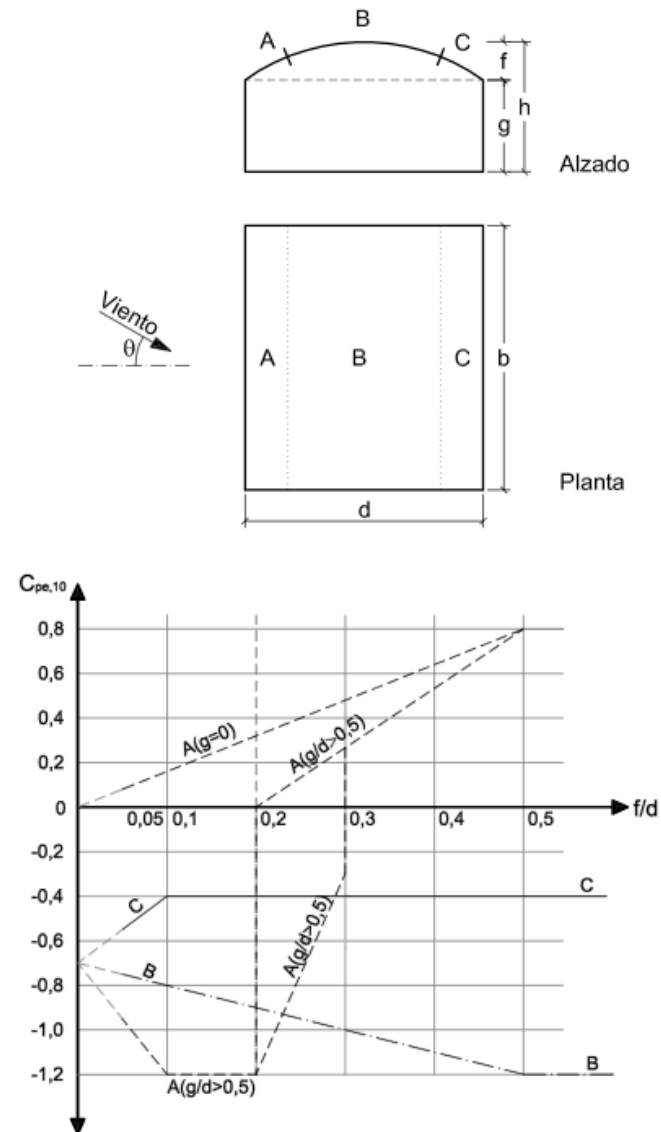


Figura 3.2.2.c Valores coeficiente de presión para cubiertas ciliíndricas. CTE DB-AE.

- Zona A: 0,4

Como $g=0$ y $f/d=11/42=0,26$ obtenemos un valor de A de aproximadamente 0,4. El signo positivo indica presión.

- Zona B: -0,92

El valor de B para una relación f/d de 0.26 es igual a -0,92. El signo negativo indica succión

- Zona C: -0,4

El valor de C se mantiene constane a partir de una relación f/d de 0,1, por tanto en nuestro caso C es igual a -0,4 el signo negativo indica succión.

Por tanto ya podemos obtener los valores de la acción del viento en cada una de las tres zonas en la que ha quedado dividia la superficie del hangar:

$$q_e = q_b \cdot C_e \cdot C_p$$

- Zona A

$$q_e = q_b \cdot C_e \cdot C_p = 0,42 \cdot 2,8 \cdot 0,4 = 0,47 \text{ Kn/m}^2$$

- Zona B

$$q_e = q_b \cdot C_e \cdot C_p = 0,42 \cdot 2,8 \cdot (-0,92) = -1,08 \text{ Kn/m}^2$$

- Zona C

$$q_e = q_b \cdot C_e \cdot C_p = 0,42 \cdot 2,8 \cdot (-0,4) = -0,47 \text{ Kn/m}^2$$

Debido a que la estructura presenta grandes huecos, como es la puerta principal de grandes dimensiones ya que debe permitir el paso de aeronaves de 12 metro de ancho, además de las presiones exteriores calculadas anteriormente se producirán también presiones interiores cuando la puerta de la estructura se encuentre abierta.

Para la determinación de la presión/succión interior se considerará como coeficiente de exposición el correspondiente a la altura del punto medio del hueco, por tanto se a considerado un valor de la presión interior igual al de la zona A y C: 0,47 Kn/m².

Se han considerado 4 hipótesis de carga para el viento según su dirección y sentido:

- Eje x con sentido positivo

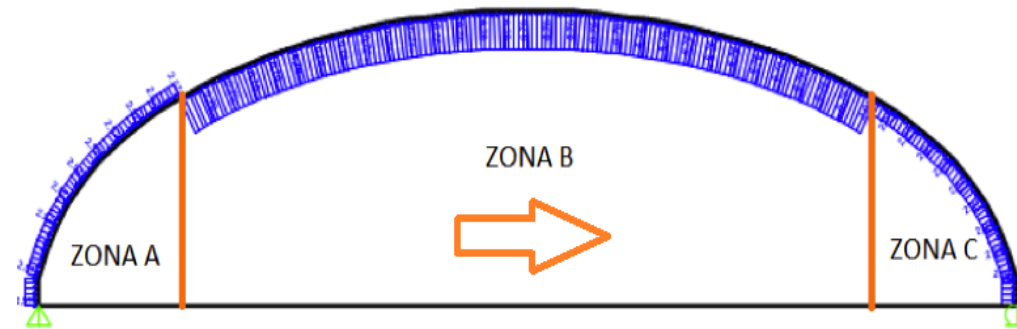


Figura 3.2.2.d Valores acción del viento según zonas. Captura Sap 2000.

- Eje x con sentido negativo

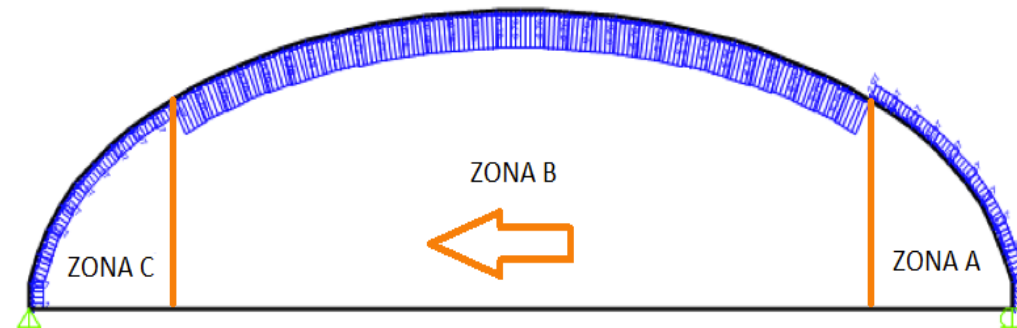


Figura 3.2.2.e Valores acción del viento según zonas. Captura Sap 2000.

- Eje y con sentido negativo

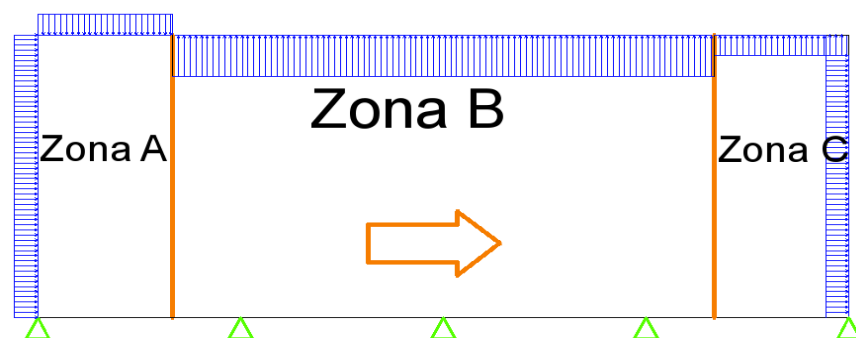


Figura 3.2.2.e Valores acción del viento según zonas. Captura Sap 2000.

Cuando el viento sigue la dirección del eje en sentido negativo se produce succión en el interior de la estructura.

- Eje y con sentido positivo

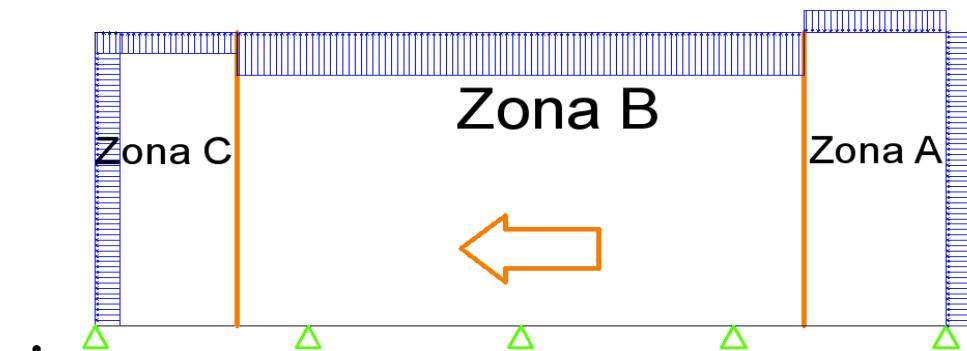


Figura 3.2.2.e Valores acción del viento según zonas. Captura Sap 2000.

Cuando el viento sigue la dirección del eje en sentido positivo se produce succión en el interior.

3.2.3 Acciones térmicas:

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.

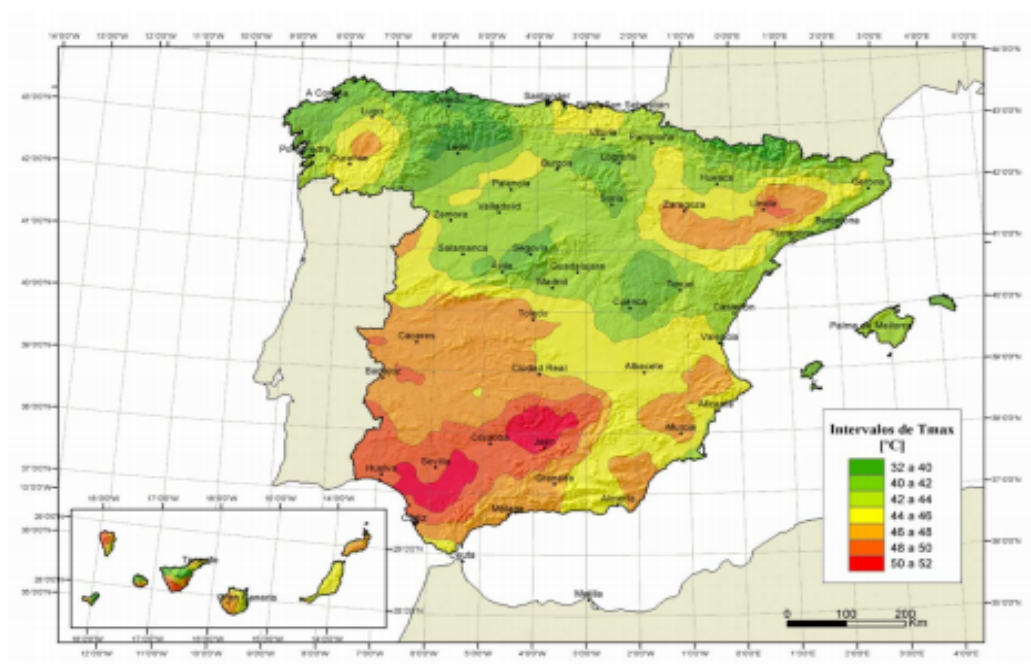


Figura E.1 Isotermas de la temperatura anual máxima del aire (T_{max} en $^{\circ}C$)

- 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 ($^{\circ}C$)

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 3.2.2 Temperaturas máximas y mínimas del ambiente en España. CTE DB SE-AE.

De la imagen anterior obtenida del anejo E del DB SE Acciones edificación, observamos una temperatura máxima del aire de unos 45° y una temperatura mínima del aire de aproximadamente -15° . Estos intervalos de temperatura quedan reducidos en la estructura ya que ésta dispone de un cerramiento de panel sándwich que limita los gradientes térmicos.

3.2.4. Nieve: variable de 0 a $0,6 \text{ Kn/m}^2$

Como valor de carga de nieve en un terreno horizontal, s_k , puede tomarse de la tabla E.2 en función de la altitud del término municipal y de la zona climática de la figura E.2 del CTE.

Documento Básico SE-AE Acciones en la edificación



Figura E.2 Zonas climáticas de invierno

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	-	-	-	-	-

Figura 3.2.4.a Sobrecargas de nieve en España. CTE DB SE-AE.

Puesto que Requena se encuentra a 692 metros de altitud y en la zona climática invernal 5, obtenemos un valor de sobrecarga de nieve en terreno horizontal, s_k , de $0,6 \text{ Kn/m}^2$

Por último, queda por determinar el coeficiente de forma de la cubierta que al multiplicar al valor de sobrecarga de nieve s_k se obtiene la carga de nieve por metro cuadrado. El coeficiente de forma tiene el valor de 1 para cubiertas con inclinación menor o igual que 30° y 0 para cubiertas con inclinación de mayor o igual que 60° . Como se trata de una cubierta con inclinación variable en cada tramo de la elipse, se ha interpolado linealmente para obtener la carga de nieve en cada tramo.

Finalmente se introduce la carga lineal en proyección horizontal en el programa de calculo de estructuras:

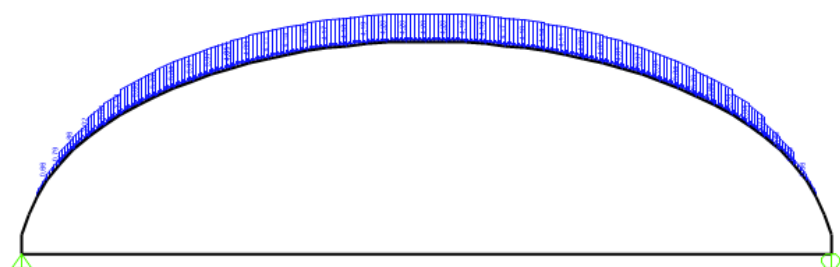


Figura 3.2.4.b Carga lineal de nieve en proyección horizontal. Captura Sap2000.

3.3. Acciones accidentales

3.3.1. Sismo

La acción sísmica seguirá las prescripciones estipuladas en la Norma de Construcción sismorresistente. Parte General y Edificación (NSCP-02). Se debe comprobar si la aceleración sísmica (a_b) es mayor de $0,04g$, ya que en este caso la aplicación de la normativa es de obligado cumplimiento.

El valor de la aceleración básica viene recogido en el mapa de peligrosidad sísmica que se adjunta a continuación:

MAPA SÍSMICO DE LA NORMA SISMORRESISTENTE NCSE-02

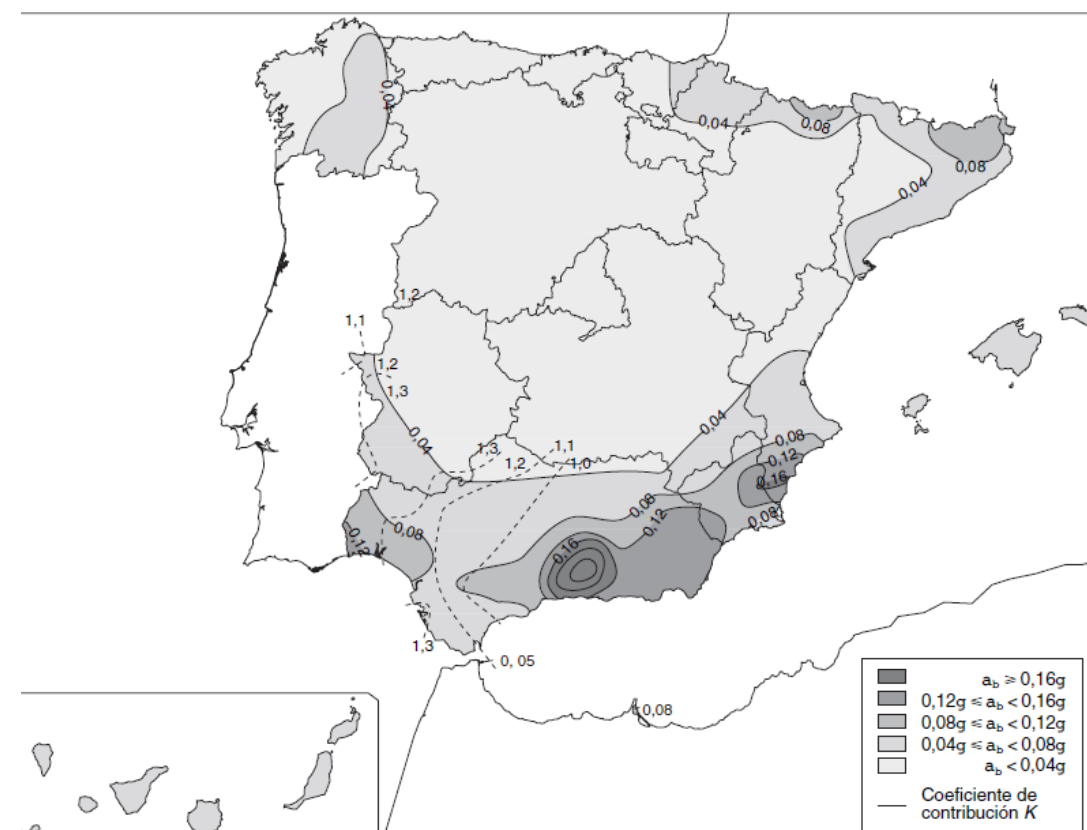


Figura 3.2.4.b Mapa sísmico resistente de España. NSCP

Como podemos ver en la figura anterior, Requena queda ubicada en el interior de la provincia de Valencia, por lo que la aceleración básica es menor de $0,04g$ y por tanto no hay que tenerlo en cuenta en el modelo estructural.

3.3.2. Impacto de vehículos

El Documento Básico de Seguridad Estructural Acciones de la edificación considera sólo las acciones debidas a impactos accidentales, quedando excluidos los premeditados, tales como la del impacto de un vehículo o la caída del contrapeso de un aparato elevador. En nuestro caso al tratarse de una zona aislada de la circulación de vehículos, el impacto a tener en cuenta sería un aeronave colapsando con la infraestructura provocando casi con seguridad el colapso de la misma. Por tanto, a efectos estructurales, no se ha considerado el impacto de vehículos en este trabajo



3.4. Combinación de acciones

Una combinación de acciones consiste en un conjunto de acciones compatibles que se considerarán actuando simultáneamente para una comprobación determinada.

Los valores representativos de las acciones son los extraídos del artículo 11 de la EAE:

3.4.1. Estados límites últimos

Según la Instrucción de acero estructural, las combinaciones de acciones se definirán según las siguientes expresiones del artículo 13.2:

En situaciones persistentes o transitorias:

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

En situaciones accidentales:

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

En situaciones en las que actúa la acción sísmica:

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

donde:

$G_{k,j}$	Valor característico de las acciones permanentes
$G_{k,j}^*$	Valor característico de las acciones permanentes de valor no constante
$Q_{k,1}$	Valor característico de la acción variable determinante.
$\psi_{0,i} Q_{k,i}$	Valor representativo de combinación de las acciones variables que actúan simultáneamente con la acción variable determinante.
$\psi_{1,1} Q_{k,1}$	Valor representativo frecuente de la acción variable determinante.

Figura 3.4.1 Combinación de acciones ELU. EAE.

La combinación de acciones para estados límites últimos en situaciones persistentes o transitorias son:

- Acción variable determinante: Sobrecarga de uso

$$\text{Combinación1} = 1,35 \times \text{Permanente} + 1,5 \times \text{Uso}$$

La sobrecarga de uso no es compatible con las cargas de viento y nieve, ya que se considera que en caso de fuerte viento o nieve no se llevaraban a cabo labores de mantenimiento en la cubierta y por tanto no habrá sobrecarga de uso.

- Acción variable determinante: Nieve

$$\text{Combinación2} = 1,35 \times \text{Permanente} + 1,5 \times \text{Nieve} + 1,5 \times 0,6 \times \text{Viento}(x+)$$

$$\text{Combinación3} = 1,35 \times \text{Permanente} + 1,5 \times \text{Nieve} + 1,5 \times 0,6 \times \text{Viento}(x-)$$

$$\text{Combinación4} = 1,35 \times \text{Permanente} + 1,5 \times \text{Nieve} + 1,5 \times 0,6 \times \text{Viento}(y+)$$

$$\text{Combinación5} = 1,35 \times \text{Permanente} + 1,5 \times \text{Nieve} + 1,5 \times 0,6 \times \text{Viento}(y-)$$

- Acción variable determinante: Viento

$$\text{Combinación6} = 1,35 \times \text{Permanente} + 1,5 \times \text{Viento}(x+) + 1,5 \times 0,5 \times \text{Uso}$$

$$\text{Combinación7} = 1,35 \times \text{Permanente} + 1,5 \times \text{Viento}(x-) + 1,5 \times 0,5 \times \text{Uso}$$

$$\text{Combinación8} = 1,35 \times \text{Permanente} + 1,5 \times \text{Viento}(y+) + 1,5 \times 0,5 \times \text{Uso}$$

$$\text{Combinación9} = 1,35 \times \text{Permanente} + 1,5 \times \text{Viento}(y-) + 1,5 \times 0,5 \times \text{Uso}$$

3.4.2. Estados límites de servicio

Según la Instrucción de acero estructural, las combinaciones de acciones se definirán según las siguientes expresiones del artículo 13.2:



Combinación poco probable:

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

Combinación frecuente:

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

Combinación cuasi-permanente:

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

Figura 3.4.2 Combinación de acciones ELS. EAE.

- Acción variable determinante: Sobrecarga de uso

$$\text{Combinación1} = 1 \times \text{Permanente} + 1 \times \text{Uso}$$

La sobrecarga de uso no es compatible con las cargas de viento y nieve, ya que se considera que en caso de fuerte viento o nieve no se llevarán a cabo labores de mantenimiento en la cubierta y por tanto no habrá sobrecarga de uso.

- Acción variable determinante: Nieve

$$\text{Combinación2} = 1 \times \text{Permanente} + 1 \times \text{Nieve} + 1 \times 0,6 \times \text{Viento}(x+)$$

$$\text{Combinación3} = 1 \times \text{Permanente} + 1 \times \text{Nieve} + 1 \times 0,6 \times \text{Viento}(x-)$$

$$\text{Combinación4} = 1 \times \text{Permanente} + 1 \times \text{Nieve} + 1 \times 0,6 \times \text{Viento}(y+)$$

$$\text{Combinación5} = 1 \times \text{Permanente} + 1 \times \text{Nieve} + 1 \times 0,6 \times \text{Viento}(y-)$$

- Acción variable determinante: Viento

$$\text{Combinación6} = 1 \times \text{Permanente} + 1 \times \text{Viento}(x+) + 1 \times 0,5 \times \text{Uso}$$

$$\text{Combinación7} = 1 \times \text{Permanente} + 1 \times \text{Viento}(x-) + 1 \times 0,5 \times \text{Uso}$$

$$\text{Combinación8} = 1 \times \text{Permanente} + 1 \times \text{Viento}(y+) + 1 \times 0,5 \times \text{Uso}$$

$$\text{Combinación9} = 1 \times \text{Permanente} + 1 \times \text{Viento}(y-) + 1 \times 0,5 \times \text{Uso}$$

4. Modelo estructural

4.1. Programa de cálculo empleado

En primer lugar se ha utilizado el programa AutoCad 2015 mediante el cual se ha llevado a cabo la definición geométrica de la estructura, levantando la estructura en dos dimensiones y finalmente convirtiéndola en una estructura tridimensional lista para importar en el programa de cálculo de estructuras.

El programa de cálculo empleado ha sido el Sap2000 versión 17. Sap 2000 es un programa de cálculo de estructuras que utiliza el método de los elementos finitos para llevar a cabo análisis estáticos o dinámicos en 2D o 3D de elementos y sistemas estructurales.

Además se ha utilizado el programa Microsoft Excel, como elemento auxiliar al programa Sap, ya que en él se han listado los esfuerzos de las combinaciones creadas en Sap y se ha utilizado para las comprobaciones de Resistencia, flecha y dimensionamiento

Para calcular la cuantía de armado de las zapatas que componen la subestructura se ha utilizado el programa de cálculo de hormigón Calcflex versión estudiante.

4.2. Modelización estructural

La estructura ha sido modelizada e introducida en el programa de cálculo informático en tres dimensiones. El hangar está formado por 5 arcos de acero en celosía Warren. Los extremos de los arcos se encuentran conectados con la cimentación por un lado mediante apoyo fijo, y en el extremo opuesto con apoyo móvil. Ambos apoyos están interconectados por un tirante que absorbe las reacciones horizontales del arco.



Entre arcos y dando soporte al cerramiento se encuentran las correas que están conformadas por tubos de acero de sección cuadrada 120x120x10 que además aportan rigidez global respecto a los desplazamientos horizontales causados por la acción del viento. Para dar mayor rigidez frente a acciones horizontales se han dispuesto dos series de riostras frente al viento conectado los arcos 1-2 y 4-5.

En el frontal y trasdós del hangar se han dispuesto una serie de pilares hastiales, que soportan la acción del viento y donde descansará la puerta y el cerramiento de fachada.

Los perfiles introducidos en Sap 2000 en un primer momento fueron aproximados ya que se nos disponía de esfuerzos en las barras. Una vez se introdujeron las acciones y las hipótesis de carga en la estructura se obtuvieron unos esfuerzos, se escogieron los mas desfavorables para cada barra y se dimensiono la estrucutra, obteniendo los siguientes resultados:

- Cordón superior: HEB 120
- Cordón inferior: HEB 140
- Diagonales arranque arco: UPN160
- Resto de diagonales. Upn 120
- Riostras viento: 100x100x5,4
- Correas 120x120x10
- Hastiales: HEB 260

Las conexiones entre elementos son nudos nudos rígidos en su totalidad exceptuando la unión de las riostras del viento con los cordones en la que se ha liberado los momentos en las dos direcciones (barras biarticuladas). Los pilares hastiales se encuentran empotrados en cimentación y su conexión con los arcos es mediante una horquilla la cual solo conecta los desplazamientos horizontales en la dirección longitudinal de la nave, quedando libre los desplazamiento verticales del arco y los movimientos horizontales en el plano del arco. Por tanto los hastiales solo trasmiten cortante al arco en la direccion longitudinal de la nave, es decir cuando el viento actúa sobre la fachada dorsal o frontal de la estructura.

El modelo estructural introducido en el programa de cálculo es:

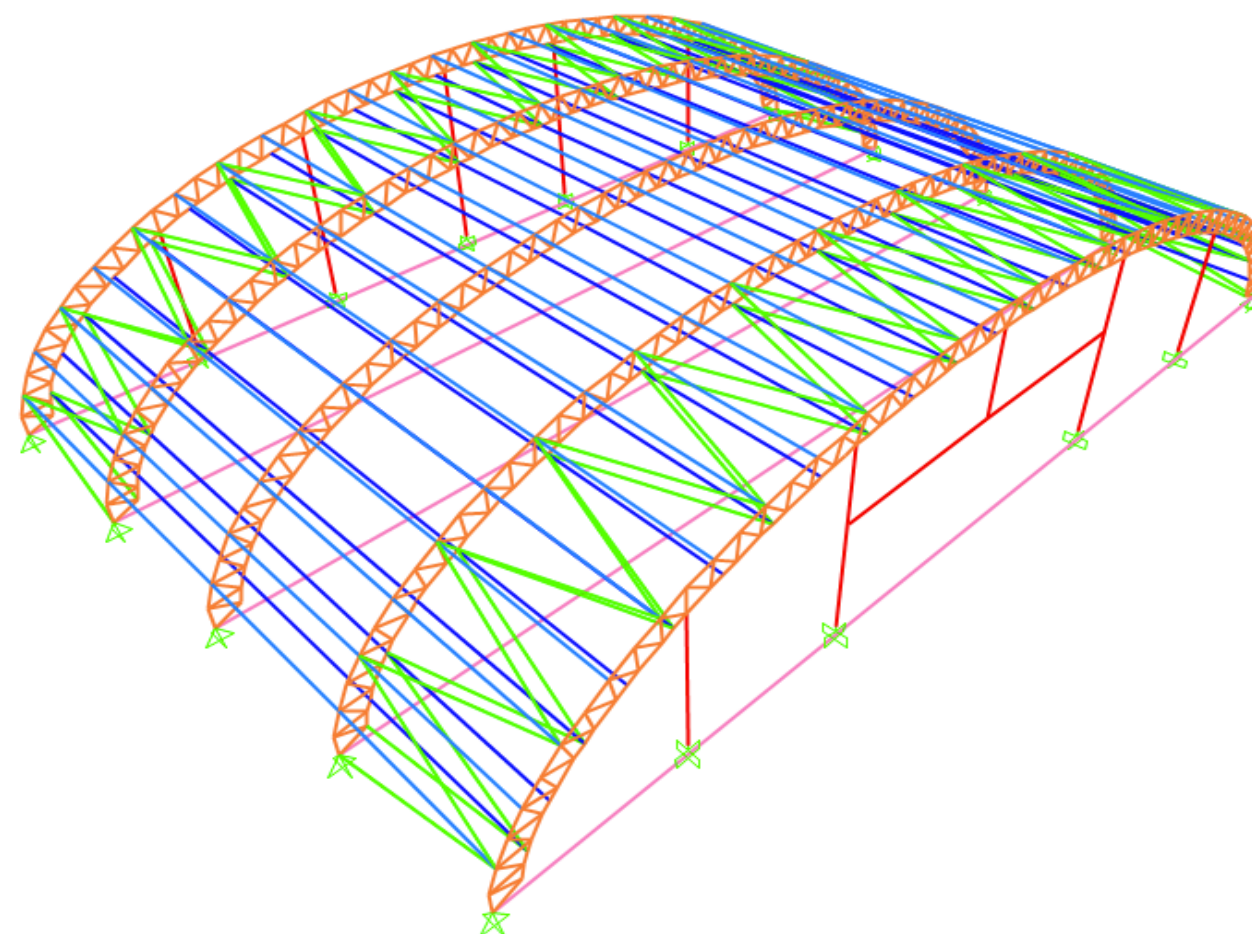


Figura 4.2.a Visión general estructura. Captura Sap.

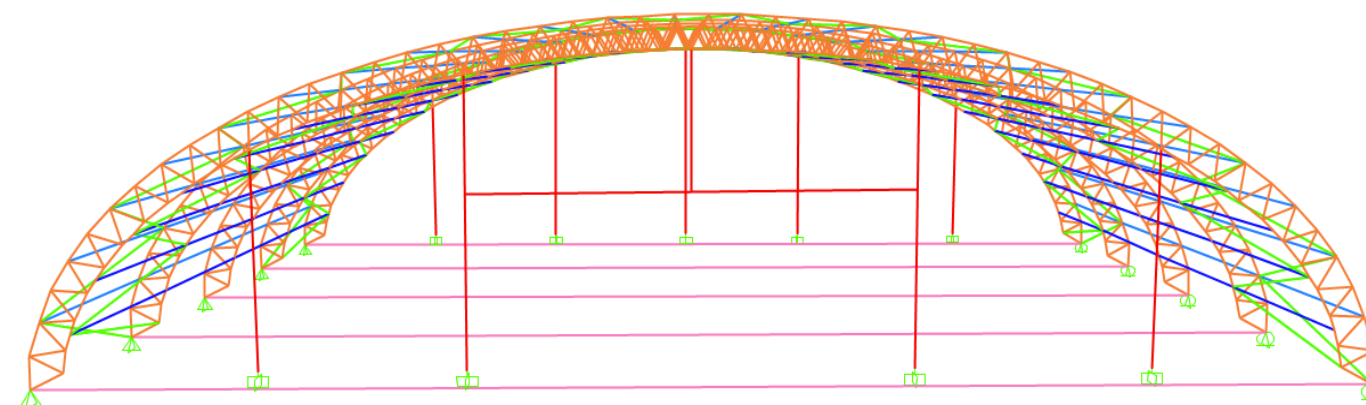


Figura 4.2.b. Visión frontal estructura. Captura Sap.



Las acciones han sido aplicadas en los arcos dejando a un lado el dimensionamiento de las correas que se realiza en un proyecto a parte como se detalla a continuación.

A pesar de que las correas han sido introducidas en el modelo 3D para aportar rigidez global a la estructura, éstas han sido dimensionadas en un modelo de Sap a parte. El modelo consiste en una viga continua de 4 vanos formadas por un tubo de sección 120x120x10 y a el se le han aplicado las acciones que actúan sobre la cubierta repartidas por el área tributaria de cada correa y sus correspondientes hipótesis de carga. El modelo introducido para estos elementos presenta el siguiente aspecto (modelo con diagrama de flectores).

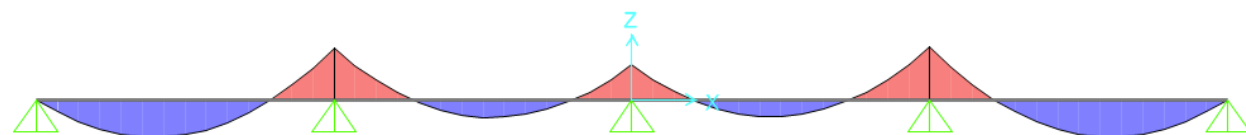


Figura 4.2.c Ley de flectores en el modelo de correas. Captura

5. Comprobaciones de resistencia de secciones ELU

En este apartado se procede a la comprobación por resistencia de las secciones más desfavorables de cada grupo de elementos, para ello se ha iterado varias veces con los perfiles propuestos, dimensionándolos y volviendo a calcular la estructura hasta que se ha llegado a obtener perfiles con alto grado de aprovechamiento del material.

Tanto la envolvente de esfuerzos como la comprobación de secciones que se exponen en los siguientes epígrafes pertenecen a la última iteración y por tanto a los perfiles finales de la estructura

5.1. Envolvente de esfuerzos máximos y concomitantes en elementos más desfavorables

Se han listado todos los esfuerzos de cada sección de cada elemento para todas las hipótesis de cargas propuestas, y se han obtenido los esfuerzos mas desfavorables y sus concomitantes para después proceder a la comprobación de cada elemento. Los axiles negativos indican esfuerzos de compresión y los positivos tracción Así hemos obtenidos los siguiente esfuerzos pésimos y sus concomitantes para cada elemento:

5.1.1. Cordón superior

Los esfuerzos máximos y mínimos en el cordón superior se muestran en la siguiente tabla:

	N (Kn)	V2 (Kn)	V3 (Kn)	T (Kn m)	M2 (Kn m)	M3 (Kn m)
Máximo	308,552	25,217	0,886	0,0698	0,9936	9,4136
Mínimo	-497,851	-12,165	-0,89	-0,0694	-1,0867	-13,813

El esfuerzo que condiciona el dimensionamiento del cordón superior es el axil, ya que, además de ser el mayor esfuerzo en valor absoluto se trata de compresión y entra el pandeo lo que limita la resistencia de la sección.

Los concomitantes del máximo axil a compresión son:

N (Kn)	V2 (Kn)	V3 (Kn)	T (Kn m)	M2 (Kn m)	M3 (Kn m)
-497,851	5,623	0,036	0,0025	-0,0533	0,8044

5.1.2. Cordón inferior

Los esfuerzos máximos y mínimos en el cordón inferior se muestran en la siguiente tabla:

	N (Kn)	V2 (Kn)	V3 (Kn)	T (Kn m)	M2 (Kn m)	M3 (Kn m)
Máximo	251,911	28,226	10,519	0,3431	3,697	11,5898
Mínimo	-667,893	-27,459	-11,643	-0,3412	-3,5548	-11,998

El esfuerzo que condiciona el dimensionamiento vuelve a ser el áxil de compresión ya que a parte de ser el máximo en valor absoluto, al tratarse de elemento a compresión aparecen las inestabilidades de pandeo.

Los concomitantes del máximo axil a compresión son:

N (Kn)	V2 (Kn)	V3 (Kn)	T (Kn m)	M2 (Kn m)	M3 (Kn m)
-667,893	-0,159	0,4	0,0602	-0,1229	-4,7731

5.1.3. Diagonales del arranque del arco

En primer lugar se debe explicar el por que las diagonales de la celosía del arco han sido separadas en dos grupos; zona de arranque del arco y resto del arco. Esto es debido a que en



el arranque del arco se dan valores de axiles muy grandes en comparación con el resto de tramos. Por ello para ahorrar en material y optimizar el aprovechamiento de los perfiles se ha decidido distinguir en dos tramos.

Los esfuerzos máximos y mínimos en el cordón superior se muestran en la siguiente tabla:

	N (Kn)	V2 (Kn)	V3 (Kn)	T (Kn m)	M2 (Kn m)	M3 (Kn m)
Máximo	208,364	10,211	1,698	0,0156	1,4267	5,7116
Mínimo	-288,162	-7,42	-1,673	-0,015	-1,1606	-5,6102

El esfuerzo que condiciona el dimensionamiento de las diagonales es el axil de compresión, buscamos pues sus esfuerzos concomitantes y obtenemos:

N (Kn)	V2 (Kn)	V3 (Kn)	T (Kn m)	M2 (Kn m)	M3 (Kn m)
-288,162	9,048	-0,056	0,0085	0,1624	-4,8331

5.1.4. Resto de diagonales del arco

Los esfuerzos máximos y mínimos obtenidos en esta segunda división de las diagonales son:

	N (Kn)	V2 (Kn)	V3 (Kn)	T (Kn m)	M2 (Kn m)	M3 (Kn m)
Máximo	68,914	10,211	1,698	0,0112	1,4267	5,7116
Mínimo	-95,938	-7,42	-1,673	-0,0112	-0,9603	-5,6102

Como podemos observar los valores de los esfuerzos de áxil máximos y mínimos difieren mucho de las diagonales de los arranques (5 primeras diagonales partiendo de cada apoyo). El esfuerzo más desfavorable es el axil a compresión y sus concomitantes son los siguientes:

N (Kn)	V2 (Kn)	V3 (Kn)	T (Kn m)	M2 (Kn m)	M3 (Kn m)
-95,938	-3,872	0,063	-0,0011	0,061	-2,6874

5.1.5. Riostras viento

Las riostras del viento son perfiles en forma de tubo biarticulados, prácticamente no trabajan a excepción de cuando la estructura se encuentra sometida a acciones horizontales. Los esfuerzos más desfavorables para las hipótesis de cargas definidas son:

	N (Kn)	V2 (Kn)	V3 (Kn)	T (Kn m)	M2 (Kn m)	M3 (Kn m)
Máximo	47,857	0,644	0	0,0231	0	1,1742
Mínimo	-50,559	-0,644	0	-0,0232	0	-2,5E-15

En este caso, al tener valores muy semejantes el axil de tracción y de compresión, hallaremos los concomitantes de ambos:

N (Kn)	V2 (Kn)	V3 (Kn)	T (Kn m)	M2 (Kn m)	M3 (Kn m)
47,857	-0,634	0	-0,0196	0	0
-50,559	0,635	0	0,0194	0	-1,65E-15

Presentan concomitantes muy semejantes, por lo que se comprobara el axil de compresión y sus concomitantes al ser mas limitante.

5.1.6. Correas

Para la obtención de esfuerzos en las correas se ha modelizado un Sap a parte, considerando la correa como viga continua de 4 vanos apoyado en los pórticos y que a su vez colaboran en la rigidez global frente a acciones horizontales.

Los esfuerzos obtenidos en este nuevo modelo de Sap son

	N (Kn)	V2 (Kn)	V3 (Kn)	T (Kn m)	M2 (Kn m)	M3 (Kn m)
Máximo	0	14,819	0	0	0	13,284
Mínimo	0	-14,868	0	0	0	-18,3404

Estos elementos se encuentra sometidos a flexión debido a las cargas que gravitan sobre ellas y a cortante en los apoyos, es posible que la limitación mayor se deba a flecha como se comprobará en las comprobaciones de estado límite de servicio.

Podemos obtener otra tabla de resultados de esfuerzos para las correas, pero en este caso del modelo tridimensional en el que no se aplica carga directamente sobre las mismas pero que si que se encuentran sometidas a esfuerzos transmitidos por el resto de la estructura:

N (Kn)	V2 (Kn)	V3 (Kn)	T (Kn m)	M2 (Kn m)	M3 (Kn m)
--------	---------	---------	----------	-----------	-----------



Máximo	12,513	2,519	0,625	0,6195	2,5511	2,4907
Mínimo	-16,176	-10,975	-6,066	-0,5877	-2,6601	-4,6609

La estructura transmite a las correas esfuerzos de todos los tipos aunque este valor no es determinante, por tanto para el dimensionamiento de las correas se realizará a partir de los esfuerzos de flexión en eje fuerte (M3) obtenido en el modelo de las correas aisladas:

N (Kn)	V2 (Kn)	V3 (Kn)	T (Kn m)	M2 (Kn m)	M3 (Kn m)
0	13,104	0	0	0	-18,3404

5.1.7. Hastiales

Los pilares hastiales se encuentra empotrados en la cimentación y su conexión con el arco queda definida por una horquilla en la cual solo están conectados los desplazamientos en el eje global y, es decir en la dirección longitudinal del hangar. Se obtienen los siguientes esfuerzos:

	N (Kn)	V2 (Kn)	V3 (Kn)	T (Kn m)	M2 (Kn m)	M3 (Kn m)
Máximo	-11,63	11,143	27,067	0,0468	54,3184	23,708
Mínimo	-22,045	-11,112	-27,071	-0,047	-54,3567	-24,2328

En este caso el esfuerzo condicionante será el momento en el eje local local de la barra 2, que coincide con la dirección longitudinal de la nave. Esto es debido a la acción del viento que incide perpendicularmente al eje débil de los pilares flectando la pieza.

Se obtienen los concomitantes tanto del máximo como mínimo esfuerzo del momento M2:

N (Kn)	V2 (Kn)	V3 (Kn)	T (Kn m)	M2 (Kn m)	M3 (Kn m)
-11,63	-3,58E-03	27,067	0	54,3184	-0,017
-11,63	-3,58E-03	-27,071	0	-54,3567	-0,017

Comprobamos que los esfuerzos tanto para el máximo como para el mínimo flector M2 son semejantes, bastará con comprobar cualquiera de los dos.

5.1.8. Tirantes: d=4cm

El tirante resiste los esfuerzos horizontales del arco en los apoyos, su dimensionamiento es sencillo puesto que se trata de un elemento sometido exclusivamente a esfuerzos de tracción, dicho esfuerzo máximo es:

	N (Kn)	V2 (Kn)	V3 (Kn)	T (Kn m)	M2 (Kn m)	M3 (Kn m)
Máximo	258,599	0	0	0	0	0

5.2. Comprobación de secciones

Por tratarse de perfiles metálicos comerciales, la clase correspondiente a cada una de las secciones se considera como clase 1 o 2 por lo que se pueden realizar las comprobaciones mediante cálculo plástico. Del lado de la seguridad, suponemos que el material se agota con la formación de la primera rótula plástica (clase 2).

Las secciones que se comprueban a continuación han sido obtenidas tras una serie de iteraciones, por tanto son los perfiles finales que conformaran la estructura y han sido optimizados para obtener un grado de aprovechamiento alto y aligerar la estructura.

5.2.1 Cordón superior: HEB 120

El cordón superior se encuentra sometido predominantemente a axil tanto de compresión como de tracción. El axil de compresión es el más desfavorable puesto que incluye las inestabilidades de pandeo, además en este caso, como es normal al tratarse de un arco, el axil de compresión es de un orden de 200Kn mayor al axil de tracción por lo que únicamente se comprobará el elemento a compresión. El esfuerzo de compresión máximo y sus concomitantes quedan reflejados en la siguiente tabla

N (Kn)	V2 (Kn)	V3 (Kn)	T (Kn m)	M2 (Kn m)	M3 (Kn m)
-497,851	5,623	0,036	0,0025	-0,0533	0,8044

Distinguimos dos tipos de pandeo por axil, ya sea pandeo por axil de eje fuerte (o en el plano del pórtico), pandeo por axil de eje débil (plano perpendicular al pórtico). Además si el elemento se encuentra sometido a flexión será necesaria la comprobación de pandeo por flexión o pandeo lateral. En este caso el momento de eje fuerte obtenido es de 0,844 por lo tanto no se procederá a la comprobación de pandeo lateral.



Siguiendo el artículo 35 obtendremos los coeficientes reductores de pandeo. Para ellos es necesario en primer lugar calcular la carga crítica tanto para eje débil como para el fuerte, una vez obtenida ambas cargas críticas y las longitudes de pandeo en cada plano se escoge el coeficiente de pandeo más desfavorable.

- Pandeo por axil en el plano de la del arco (eje fuerte)

Procedemos al cálculo de la carga crítica:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{l_p^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2,1 \cdot 864,4}{(1,03)^2} = 16887,27 \text{ kN}$$

La longitud de pandeo del cordón superior en el plano de la celosías es la distancia entre dos diagonales consecutivas, lo que es igual a 1,03 metros.

Calculamos la esbeltez adimensional:

$$\lambda = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{P_{cr}}} = \sqrt{\frac{34 \cdot 10^{-4} \cdot 275 \cdot 10^3}{16887,27}} = 0,235 \rightarrow \text{curva } b \rightarrow \chi = 0,9899$$

- Pandeo por axil en el plano perpendicular al plano (eje débil)

En este caso, la longitud de pandeo en el plano ortogonal a la celosía del arco es la distancia entre correas ya que se consideran que están arriostran el cordón superior impidiendo el movimiento transversal del arco. Procedemos al cálculo de la carga crítica:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{l_p^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2,1 \cdot 317,5}{(2,06)^2} = 1550,07 \text{ kN}$$

La esbeltez será:

$$\lambda = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{P_{cr}}} = \sqrt{\frac{34 \cdot 10^{-4} \cdot 275 \cdot 10^3}{1550,07}} = 0,77 \rightarrow \text{curva } c \rightarrow \chi = 0,7377$$

Queda comprobado que el pandeo por axil en el plano transversal al arco es más desfavorable, puesto que la inercia en ese sentido es menor y lo la longitud de pandeo el doble a la del plano del pórtico.

Se comprueba que la tensión máxima no alcanza el límite elástico y , por tanto, la sección resiste:

$$\sigma_{max} = \frac{N}{\chi \cdot A} \leq f_{yd}$$

$$\sigma_{max} = \frac{497,851 \cdot 10^{-3}}{34 \cdot 10^{-4} \cdot 0,7377} = 198,49 \leq 261,9$$

La sección cumple y queda con un grado de aprovechamiento de:

$$Aprov = \frac{198,49}{261,9} = 0,76 \approx 76\%$$

- Efecto del cortante:

Según el artículo 34.7.1 “Interacción de esfuerzos. Flexión y cortante” se puede despreciar la acción del cortante cuando el valor del mismo es inferior al 50% de la resistencia plástica de la sección, $V_{pl,Rd}$.

Calculamos el valor de la resistencia plástica de la sección para el cordón superior:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} = \frac{10,96 \cdot 10^{-4} \cdot \left(\frac{275 \cdot 10^3}{\sqrt{3}} \right)}{1,05} = 165,72 \text{ kN}$$

$$50\% V_{pl,Rd} < V_{ed \max} = 5,623 \text{ Kn}$$

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

5.2.2 Cordón inferior: HEB140

De forma análoga al apartado anterior se procede a comprobar por resistencia el cordón inferior de la celosía.

N (Kn)	V2 (Kn)	V3 (Kn)	T (Kn m)	M2 (Kn m)	M3 (Kn m)
-667,893	-0,159	0,4	0,0602	-0,1229	-4,7731

Las longitudes de pandeo del cordón inferior son exactamente las mismas que las utilizadas para el cordón inferior ya que se han dispuesto una serie de correas y arriostramientos del viento en el cordon inferior paralelos a los del cordón superior para crear efecto diafragma en la estructura.



Omitimos el pandeo por axil en el plano del arco, ya que como hemos comprobado en el caso anterior el pandeo por axil mas restrictivo se produce en el eje débil.

- Pandeo por axil en el plano perpendicular al plano (eje débil)

. Procedemos al cálculo de la carga crítica:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{l_p^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2,1 \cdot 549,7}{(2,06)^2} = 2684 \text{ kN}$$

La esbeltez será:

$$\lambda = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{P_{cr}}} = \sqrt{\frac{43 \cdot 10^{-4} \cdot 275 \cdot 10^3}{2684}} = 0,66 \rightarrow \text{curva } c \rightarrow \chi = 0.7441$$

Se comprueba que la tensión máxima no alcanza el límite elástico y , por tanto, la sección resiste:

$$\sigma_{max} = \frac{N}{\chi \cdot A} + \frac{M_3}{W_{pl3}} \leq f_{yd}$$

$$\sigma_{max} = \frac{667,893 \cdot 10^{-3}}{43 \cdot 10^{-4} \cdot 0,7441} + \frac{4,7731}{245,4 \cdot 10^{-6}} = 208,74 \leq 261,9$$

La sección cumple y queda con un grado de aprovechamiento de:

$$A_{prov} = \frac{208,74}{261,9} = 0.797 \approx 80\%$$

5.2.3 Diagonales del arranque del arco: UPN 160

Las diagonales, al igual que los cordones ya comprobados es un elemento que funciona prácticamente a esfuerzos de axil. En este caso se ha dimensionado las 5 primeras diagonales de cada uno de los arranques del arco, puesto que presentan unos esfuerzos mayores al resto de diagonales que conforman el arco. El esfuerzos mas desfavorable obtenido es el axil de compresión y sus concomitantes son.

N (Kn)	V2 (Kn)	V3 (Kn)	T (Kn m)	M2 (Kn m)	M3 (Kn m)
-288,162	9,048	-0,056	0,0085	0,1624	-4,8331

La longitud de pandeo por axil del elemento es la misma en las dos direcciones, y como la inercia mas desfavorables se encuentra en el eje débil se comprobará únicamente el pandejo por axil en el eje débil.

- Pandeo por axil en el plano perpendicular al plano (eje débil)

. Procedemos al cálculo de la carga crítica:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{l_p^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2,1 \cdot 85,3}{(1,15)^2} = 1336,81 \text{ kN}$$

La esbeltez será:

$$\lambda = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{P_{cr}}} = \sqrt{\frac{24 \cdot 10^{-4} \cdot 275 \cdot 10^3}{1336,81}} = 0,7 \rightarrow \text{curva } c \rightarrow \chi = 0.7187$$

Se comprueba que la tensión máxima no alcanza el límite elástico y , por tanto, la sección resiste:

$$\sigma_{max} = \frac{N}{\chi \cdot A} + \frac{M_3}{W_{pl3}} \leq f_{yd}$$

$$\sigma_{max} = \frac{288,162 \cdot 10^{-3}}{24 \cdot 10^{-4} \cdot 0.7187} + \frac{4,8331 \cdot 10^{-3}}{138 \cdot 10^{-6}} = 202,08 \leq 261,9$$

La sección cumple y queda con un grado de aprovechamiento de:

$$A_{prov} = \frac{202,08}{261,9} = 0.771 \approx 77\%$$

- Efecto del cortante:

Según el artículo 34.7.1 "Interacción de esfuerzos. Flexión y cortante" se puede despreciar la acción del cortante cuando el valor del mismo es inferior al 50% de la resistencia plástica de la sección, $V_{pl,Rd}$.

Calculamos el valor de la resistencia plástica de la sección para el cordón superior:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} = \frac{12,6 \cdot 10^{-4} \cdot \left(\frac{275 \cdot 10^3}{\sqrt{3}} \right)}{1.05} = 190,52 \text{ kN}$$

$$50\% V_{pl,Rd} < V_{ed \max} = 9,048 \text{ Kn}$$



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

5.2.4. Diagonales resto del arco: UPN 120

Como ya se ha mencionado el resto de diagonales presentes en el arco resisten unos esfuerzos menores a las diagonales que se encuentran en la zona de arranque del arco:

N (Kn)	V2 (Kn)	V3 (Kn)	T (Kn m)	M2 (Kn m)	M3 (Kn m)
-95,938	-3,872	0,063	-0,0011	0,061	-2,6874

De forma análoga al calculo de las diagonales de arranque obtenemos:

- Pandeo por axil en el plano perpendicular al plano (eje débil)

. Procedemos al cálculo de la carga crítica:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{l_p^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2,1 \cdot 43,2}{(1,15)^2} = 677,02 \text{ kN}$$

La esbeltez será:

$$\lambda = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{P_{cr}}} = \sqrt{\frac{17 \cdot 10^{-4} \cdot 275 \cdot 10^3}{677,02}} = 0,7 \rightarrow \text{curva } c \rightarrow \chi = 0.6353$$

Se comprueba que la tensión máxima no alcanza el límite elástico y , por tanto, la sección resiste:

$$\sigma_{max} = \frac{N}{\chi \cdot A} + \frac{M_3}{W_{pl3}} \leq f_{yd}$$

$$\sigma_{max} = \frac{95,938 \cdot 10^{-3}}{17 \cdot 10^{-4} \cdot 0.6353} + \frac{2,6874 \cdot 10^{-3}}{72,6 \cdot 10^{-6}} = 125,72 \leq 261,9$$

La sección cumple y queda con un grado de aprovechamiento de:

$$\text{Aprov} = \frac{125,72}{261,9} = 0.48 = 48\%$$

El aprovechamiento obtenido es bajo, pero es el perfil mínimo a disponer por catálogo.

5.2.5. Riostras viento: tubo 100x100x5,4

Los elementos de arriostramiento frente al viento son perfiles metálicos biarticulados que generalmente soportan pocos esfuerzos, entrando en carga cuando la estructura se ve afectada por esfuerzos horizontales.

N (Kn)	V2 (Kn)	V3 (Kn)	T (Kn m)	M2 (Kn m)	M3 (Kn m)
-50,559	0,635	0	0,0194	0	-1,65E-15

La longitud de pandeo por axil del elemento es la misma en las dos direcciones, y como la inercia mas desfavorables se encuentra en el eje débil se comprobará únicamente el pandejo por axil en el eje débil.

- Pandeo por axil en el plano perpendicular al plano (eje débil)

. Procedemos al cálculo de la carga crítica:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{l_p^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2,1 \cdot 305,8}{(7,3)^2} = 118,93 \text{ kN}$$

La esbeltez será:

$$\lambda = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{P_{cr}}} = \sqrt{\frac{20,4 \cdot 10^{-4} \cdot 275 \cdot 10^3}{191,62}} = 2,17 \rightarrow \text{curva } c \rightarrow \chi = 0.178$$

Se comprueba que la tensión máxima no alcanza el límite elástico y , por tanto, la sección resiste:

$$\sigma_{max} = \frac{N}{\chi \cdot A} \leq f_{yd}$$

$$\sigma_{max} = \frac{50,559 \cdot 10^{-3}}{20,4 \cdot 10^{-4} \cdot 0.178} = 139,23 \leq 261,9$$

La sección cumple y queda con un grado de aprovechamiento de:

$$\text{Aprov} = \frac{139,23}{261,9} = 0.53 \approx 53\%$$

5.2.6. Correas: tubo 120x120x10

Se ha elegido un tubo para dar forma a las correas debido a que como el hangar es curvo, la inclinación de las correas cambia en cada punto, y con un tubo se consigue alcanzar la misma



inercia en las dos direcciones de sus ejes locales. Para los esfuerzos de las correas se han extraído los esfuerzos del modelo a parte, en los que se representa la correa como viga continua de 4 vanos. Para la comprobación por resistencia se han obtenido los siguiente esfuerzos:

N (Kn)	V2 (Kn)	V3 (Kn)	T (Kn m)	M2 (Kn m)	M3 (Kn m)
0	13,104	0	0	0	-18,3404

- Dimensionamiento de la correa a flexión:

$$\sigma_{max} = \frac{M_3}{W_{pl3}} \leq f_{yd}$$

$$\sigma_{max} = \frac{18,3504 \cdot 10^{-3}}{1,22 \cdot 10^{-4}} = 150 \leq 261,9$$

La sección cumple y queda con un grado de aprovechamiento de:

$$Aprov = \frac{150}{261,9} = 0.571 \approx 57\%$$

La sección cumple y además se encuentra sobredimensionada, esto es debido a que la limitación en el diseño de las correas aparece en la flecha como comprobaremos mas adelante en este mismo documento.

5.2.7 Pilares hastiales: HEB 260

Los pilares hastiales dispuestos en zona frontal y dorsal de la estructura funcionan independientemente del arco. Han sido dispuestos para soportar el esfuerzo del viento en los cerramientos de fachada y además sirven para la sujeción de la puerta y para sostener el cerramiento de fachada.

Para el cálculo de las betas de pandeo se debe tener en cuenta como la modelización de los pilares que se encuentran empotrados en cimentación. Más complejo resulta la conexión entre los pilares y el arco ya que únicamente deben transmitir los esfuerzos horizontales en la dirección longitudinal de la nave.

Por tanto, se ha considerado una longitud de pandeo en el plano de los hastiales del doble de la longitud de los pilares, ya que en el plano de los pilares se consideran como empotrados en un extremos y libre en el opuesto.

La longitud de pandeo en el plano perpendicular es 0,7 multiplicado por la longitud del pilar, ya que en este plano se considera el pilar como empotrado en un extremo y apoyado en el opuesto.

Se ha decidido que el eje débil de los pilares coincida con el plano que forman los pilares alineados en la fachada, ya que de esta forma la longitud de pandeo en el eje débil es la mas pequeña y además el viento queda aplicado en el momento de eje débil evitando así el pandeo lateral.

Procedemos a la comprobación de los pilares:

	N (Kn)	V2 (Kn)	V3 (Kn)	T (Kn m)	M2 (Kn m)	M3 (Kn m)
Máximo	-11,63	11,143	27,067	0,0468	54,3184	23,708

- Pandeo por axil en el eje débil (plano perpendicular al arco)

Procedemos al cálculo de la carga crítica:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{l_p^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2,1 \cdot 5135}{(0,7 \cdot 10)^2} = 2172 \text{ kN}$$

La longitud de pandeo del cordón superior en el plano de la celosías es la distancia entre dos diagonales consecutivas, lo que es igual a 1,03 metros.

Calculamos la esbeltez adimensional:

$$\lambda = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{P_{cr}}} = \sqrt{\frac{118,4 \cdot 10^{-4} \cdot 275 \cdot 10^3}{2172}} = 1,22 \rightarrow \text{curva } c \rightarrow \chi = 0.4293$$

- Pandeo por axil en el eje fuerte

Procedemos al cálculo de la carga crítica:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{l_p^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2,1 \cdot 14920}{(2 \cdot 10)^2} = 773 \text{ kN}$$

La esbeltez será:



$$\lambda = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{P_{cr}}} = \sqrt{\frac{118,4 \cdot 10^{-4} \cdot 275 \cdot 10^3}{773}} = 2 \rightarrow \text{curva } b \rightarrow \chi = 0.27$$

Queda comprobado que el pandeo por axil en el plano transversal al arco es más desfavorable, puesto que la inercia en ese sentido es menor y lo la longitud de pandeo el doble a la del plano del pórtico.

Se comprueba que la tensión máxima no alcanza el límite elástico y , por tanto, la sección resiste:

$$\sigma_{max} = \frac{N}{\chi \cdot A} + \frac{M_3}{W_{pl3}} \leq f_{yd}$$

$$\sigma_{max} = \frac{11,63 \cdot 10^{-3}}{118,4 \cdot 10^{-4} \cdot 0.207} + \frac{54,3184 \cdot 10^{-3}}{1283 \cdot 10^{-6}} = 47,08 \leq 261,$$

La sección cumple y queda con un grado de aprovechamiento de:

$$A_{prov} = \frac{47,08}{261,9} = 0.179 \approx 18\%$$

El aprovechamiento del perfil por resistencia es bajo, pero esto es debido a que con perfiles inferiores la esbeltez del pilar mayor, cuya altura son 10 metros, es superior a 2 por tanto se debe aumentar el perfil hasta alcanzar una esbeltez de 2 o inferior como indica el código técnico de la edificación para elementos principales.

- Efecto del cortante:

Según el artículo 34.7.1 "Interacción de esfuerzos. Flexión y cortante" se puede despreciar la acción del cortante cuando el valor del mismo es inferior al 50% de la resistencia plástica de la sección, $V_{pl,Rd}$.

Calculamos el valor de la resistencia plástica de la sección para el cordón superior:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} = \frac{37,59 \cdot 10^{-4} \cdot \left(\frac{275 \cdot 10^3}{\sqrt{3}} \right)}{1.05} = 568,4 \text{ kN}$$

$$50\% V_{pl,Rd} < V_{ed \max} = 27,067 \text{ Kn}$$

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

5.2.8. Tirante

El tirante resiste los esfuerzos horizontales del arco en los apoyos, su dimensionamiento es sencillo puesto que se trata de un elemento sometido exclusivamente a esfuerzos de tracción, dicho esfuerzo máximo es:

	N (Kn)	V2 (Kn)	V3 (Kn)	T (Kn m)	M2 (Kn m)	M3 (Kn m)
Máximo	266	0	0	0	0	0

Comprobamos los cm^2 de acero que necesitamos para que resista la sollicitación indicada:

$$\frac{N}{f_{yd}} \leq A$$

$$A_1 = \frac{266}{\frac{275 \cdot 10^3}{1.05}} = 10,15 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 10,15 \text{ cm}^2$$

A esta sección, se le debe sumar la sección que se necesita para soportar la fuerza T que proviene del centrado de tensiones de la zapata de medianería. Dicha fuerza T resulta ser de 289 Kn como podemos más adelante en el cálculo de la subestructura. Por tanto, obtenemos el nuevo área que debemos sumar al obtenido anteriormente:

$$\frac{N}{f_{yd}} \leq A$$

$$A_2 = \frac{289}{\frac{275 \cdot 10^3}{1.05}} = 11,03 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 11,03 \text{ cm}^2$$

Sumando las dos áreas obtenidas, necesitamos una sección de acero de al menos:

$$A_T = A_1 + A_2 = 10,15 + 11,03 = 21,18 \text{ cm}^2$$

Lo que solucionamos con 7 tirantes de acero de diametro 20 mm que aportan una sección de 22 cm^2 suficientes para satisfacer la necesidad en el ELU.

6. Comprobación de deformaciones ELS

6.1. Limitaciones en las deformaciones.



Se debe comprobar que los elementos que componen la estructura no sobrepasen los máximos establecido en el documento básico de seguridad estructural del CTE.

En el apartado “4.3 *Aptitud del servicio*” encontramos las deformaciones máximas tolerables por flecha y por desplome.

- 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:

$$Flecha < \frac{L}{300}$$

- Cuando se considere la integridad de los elementos constructivos, susceptibles de ser dañados por desplazamientos horizontales, tales como tabiques o fachadas rígidas, se admite que la estructura global tiene suficiente rigidez lateral, si ante cualquier combinación de acciones característica, el desplome (véase figura 4.1) es menor de:

$$Flecha < \frac{L}{500}$$

6.2. Comprobación elementos estructurales

6.2.1. Estructura principal (arcos)

La flecha máxima en los arcos, concretamente el arco central, se produce cuando a la carga permanente se le sumas la nieve como acción variable determinante y además existe viento de succión.

Como la luz a salvar es de 42 metros, la flecha debe ser menor de:

$$Flecha < \frac{L}{300}$$
$$Flecha < \frac{4200}{300} = 14cm$$

Comprobamos la flecha en el punto más desfavorable y obtenemos un valor de 7,4 cm por tanto cumple la limitación impuesta por el CTE.

En cuanto al desplome o desplazamiento horizontal de los arcos obtenemos unos desplazamiento horizontales similares en todos ellos debidos al arriortramiento de los mismos ante las acciones horizontales.

Como la altura máxima de la estructura es de 11 metros, el desplome del hangar debe ser menor a:

$$Flecha < \frac{L}{500}$$
$$Flecha < \frac{1100}{500} = 2,2cm$$

Comprobamos el desplazamiento horizontal máximo y observamos que su valor es de 0,87 cm por tanto cumple la limitación exigida por el CTE.

6.2.2. Correas

Las correas es otro elemento que debemos comprobar en cuanto a su flecha, ya que se encuentran apoyadas sobre los pórticos cuya separación es de 7 metros. Se ha modelizado como una viga continua de 5 apoyos (cada pórtico) por lo que la flecha será menor que si se hubiese considerado como viga biapoyada cada 2 pórticos.

Las correas esta sometidas a las acciones que le trasmite el cerramiento de cubierta. La luz a salvar es de 7 metros por tanto la limitación de la flecha a cumplir será:

$$Flecha < \frac{L}{300}$$
$$Flecha < \frac{700}{300} = 2,33cm$$

Comprobamos la flecha en el punto más desfavorable y obtenemos un valor de 2,04 cm por tanto cumple la limitación impuesta por el CTE.

6.2.3. Pilares hastiales

El último elemento al que comprobamos su deformación son los pilares que se encuentran sometidos a la flexión cuya única deformación viene por la acción del viento que actúa sobre ellos, ya que a parte de esta acción están sometidos a la carga de la fachada que descansa sobre ellos pero que no originan deformaciones.



El desplazamiento horizontal máximo permitido es de:

$$Flecha < \frac{L}{500}$$

$$Flecha < \frac{10}{500} = 2cm$$

Comprobamos el desplazamiento horizontal máximo y observamos que su valor es de 0,94 cm por tanto cumple la limitación exigida por el CTE.

7 Uniones

7.1 Apoyos

7.1.1 Placa base: 300X300

La basa de soporte en la articulación se encuentra sometida principalmente a compresión y cortante por lo que habrá que dimensionar la placa base para que resista dicha compresión y dimensionar unos tornillos que soporten el cortante.

Anteriormente a los cálculos que se muestra a continuación se ha iterado varias veces hasta optimizar las dimensiones de la unión.

Procedemos al cálculo de la basa de anclaje según el DB SE Acero del CTE:

- Calculamos en primer lugar el factor de concentración k_j :

$$K_j = \sqrt{\frac{a_1 \cdot b_1}{a \cdot b}} = \sqrt{\frac{800 \cdot 800}{300 \cdot 300}} = 2,66$$

siendo:

$$a_1 = a + h = 500 + 300 = 800$$

$$a_1 = b + h = 500 + 300 = 800$$

Tabla 8.2 Dimensiones del área portante equivalente	
a_1	b_1
$a_1 = a + 2 a_r$	$b_1 = b + 2 b_r$
$a_1 = 5 a$	$b_1 = 5 b$
$a_1 = a + h$	$b_1 = b + h$
$a_1 = 5 b$ pero $a_1 \geq a$	$b_1 = 5 a$ pero $b_1 \geq b$

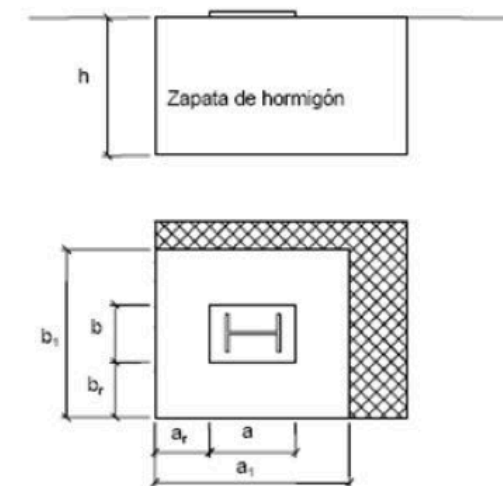


Figura 7.1.1.a Dimensiones del área portante equivalente. CTE DB-SE A.

- Resistencia de contacto

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

$$F_{jd} = \frac{2}{3} \cdot 2,66 \cdot 25 = 44,3 MPa < 3.3 F_{cd}$$

- Área eficaz

$$A_{ef} \cdot F_{jd} \geq F_c$$

$$A_{eff} \geq \frac{289000}{44,3} = 6523 mm^2$$

Suponiendo $c=15$:

$$A_{eff} = (B + 2c) \cdot (tf + 2c) = (150 + 2 \cdot 15) \cdot (15 + 2 \cdot 15) = 8100 mm^2$$

$$A_{eff} = 8100 mm^2 > 6253 mm^2$$

- Espesor mínimo:



$$Tp = c \sqrt{\frac{3 \cdot Fjd \cdot \gamma m0}{Fyk}} = 15 \sqrt{\frac{3 \cdot 44,3 \cdot 1,05}{275}} = 10,68m \approx 15mm$$

Una vez definido el espesor de la placa base, procedemos a la comprobación de la resistencia a cortante de los tornillos y al aplastamiento de la placa. Se ha decidido poner 4 tornillos M20 (enfrentados dos a dos) cuyo grado de calidad es 5.8.

Según el artículo 58.6 de la EAE:

- Resistencia a corte de los tornillo:

$$Fv, Rd = \frac{0,6 \cdot fub \cdot As}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \cdot 500 \cdot 10^3 \cdot 314,15 \cdot 10^{-6}}{1,25} = 75,4 Kn$$

Como se dispone de 4 tornillos:

$$Fv, Rd = 4 \cdot 75,4 = 301,6 Kn$$

Como el cortante que deben soportar los tornillos es de 266 kn, la unión resiste.

- Resistencia a aplastamiento de la chapa:

$$Fb, Rd = \frac{\alpha \cdot \beta \cdot fu \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = \frac{0,76 \cdot 1,48 \cdot 430 \cdot 10^3 \cdot 0,02 \cdot 0,015}{1,25} = 116,07 Kn$$

Siendo:

$$\alpha = \min\left(\frac{50}{3 \cdot 22}, \frac{200}{3 \cdot 22} - \frac{1}{4}, \frac{500}{430}, 2,5\right) = \frac{50}{3 \cdot 22} = 0,76$$

$$\beta = \min\left(\frac{28 \cdot 125}{2222} - 1,7, \frac{1,4 \cdot 50}{22} - 1,7, 2,5\right) = \frac{1,4 \cdot 50}{22} - 1,7 = 1,48$$

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:

$$\frac{2,8e_2}{d_0} - 1,7; \quad \frac{1,4p_2}{d_0} - 1,7; \quad 2,5$$

Figura 7.1.1.b Valor coeficientes α y β . EAE.

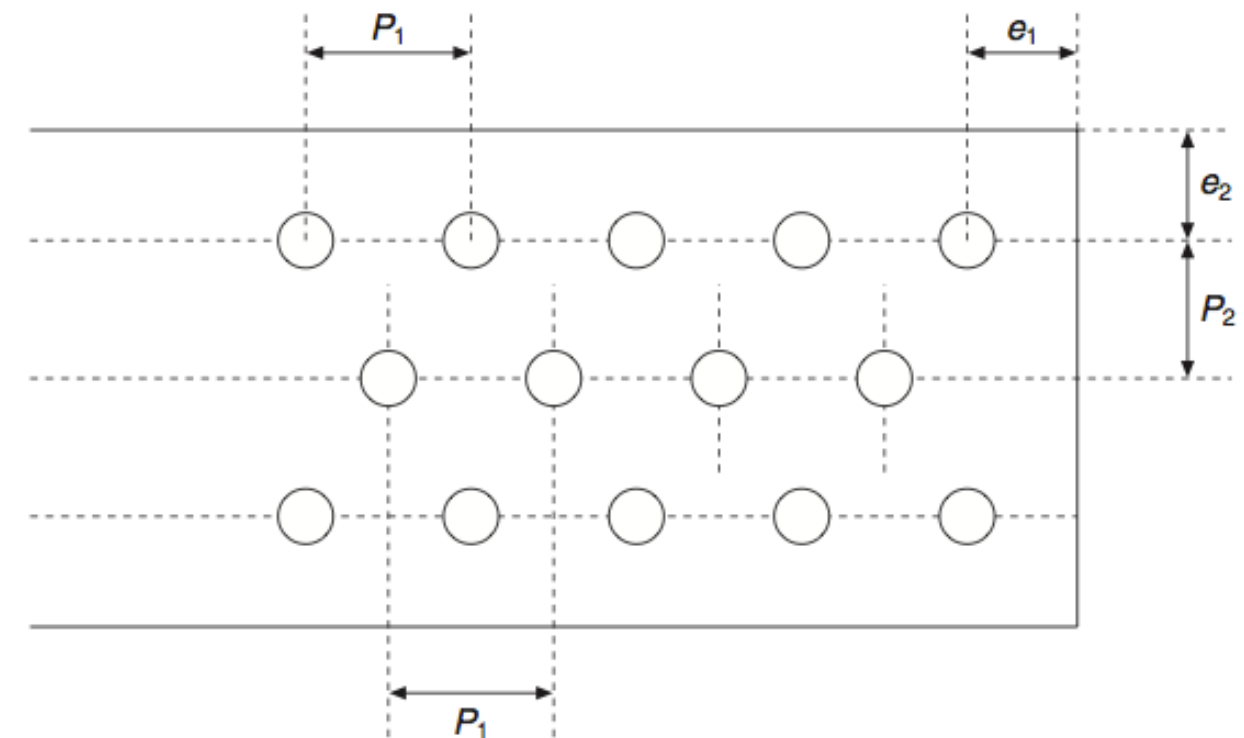


Figura 7.1.1.c Distancias tornillos. EAE.

Como el cortante se divide en 4 tornillos, cada uno de ellos recibe un cortante de $266/4=66,5Kn$ y por tanto no alcanza la resistencia a aplastamiento.



7.1.2. Placa base zapata aislada

La basa de soporte en la articulación se encuentra sometida principalmente a compresión y cortante por lo que habrá que dimensionar la placa base para que resista dicha compresión y dimensionar unos tornillos que soporten el cortante.

Anteriormente a los cálculos que se muestra a continuación se ha iterado varias veces hasta optimizar las dimensiones de la unión.

Procedemos al cálculo de la basa de anclaje según el DB SE Acero del CTE:

- Calculamos en primer lugar el factor de concentración k_j :

$$K_j = \sqrt{\frac{a_1 \cdot b_1}{a \cdot b}} = \sqrt{\frac{1000 \cdot 1000}{300 \cdot 300}} = 2$$

- Resistencia de contacto

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

$$F_{jd} = \frac{2}{3} \cdot 2 \cdot 25 = 33,3 \text{ MPa} < 3.3 F_{cd}$$

- A continuación, se calcula la fuerza de compresión y de tracción en la placa base.

$$\sum M = 0 \quad 136 \cdot 0.3 + 64 - F_c \cdot 0.33 = 0$$

$$F_c = 276 \text{ Kn}$$

$$F_t = 276 - 136 = 140 \text{ Kn}$$

- Área eficaz

$$A_{ef} \cdot F_{jd} \geq F_c$$

$$A_{eff} \geq \frac{276000}{33,33} = 8280 \text{ mm}^2$$

Suponiendo $c=15$:

$$A_{eff} = (B + 2c) \cdot (t_f + 2c) = (260 + 2 \cdot c) \cdot (17,5 + 2 \cdot c) = 8280 \text{ mm}^2$$

$$c = 7$$

- Espesor mínimo:

$$T_p = c \sqrt{\frac{3 \cdot F_{jd} \cdot \gamma_{m0}}{F_{yk}}} = 7 \sqrt{\frac{3 \cdot 33,3 \cdot 1.05}{275}} \approx 15 \text{ mm}$$

7.1.2 Unión con bulón: d=70mm

Según el artículo 58.9 de la EAE "Uniones con bulones" las comprobaciones a realizar son análogas a las de uniones atornilladas con un solo tornillo, teniendo en cuenta además la flexión que aparece en los bulones:

- La resistencia a simple cortante (siendo el cortante a soportar el recibe del arco 392Kn de un bulón de diámetro d (70mm), sección transversal A y fabricado con un acero de resistencia a tracción f_{up} (500Mpa) viene dada por:

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \cdot f_{up} \cdot A}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \cdot 500 \cdot 10^3 \cdot A}{1.25} = 392 \text{ Kn}$$

Despejando el área de la ecuación anterior obtengo, un área mínima de sección del bulón de 1633, la que equivaldría un diámetro de 45mm siendo inferior a los 70 del diámetro del bulón dispuesto.

- El momento flector M_{ed} en un bulón que une una pieza central de espesor b (30mm) sometida a un esfuerzo F_{ed} (392Kn), normal al eje del bulón, con otras dos piezas laterales de espesor a (15mm), separadas una distancia c (10mm) de la central se tomará igual a:

$$M_{ed} = \frac{F_{ed} \cdot (b + 4 \cdot c + 2 \cdot a)}{8} = \frac{392 \cdot (0,07 + 4 \cdot 0,01 + 2 \cdot 0,015)}{8} = 6,86 \text{ Kn}$$

Se debe cumplir:

$$M_{ed} \leq M_{Rd} = 1,5 \cdot \frac{W_{el} \cdot f_{yp}}{\gamma_{M0}}$$

$$6,86 \text{ Kn} \leq 13,22 \text{ Kn}$$

- Por último comprobar que la resistencia combinada a cortante y flexión debe cumplir:

$$\left(\frac{M_{ed}}{M_{Rd}}\right)^2 + \left(\frac{F_{v,ED}}{F_{v,Rd}}\right)^2 \leq 1$$



$$\left(\frac{6,86}{13,22}\right)^2 + \left(\frac{392}{491,07}\right)^2 = 0,906 \leq 1$$

Para finalizar el dimensionamiento del bulón se va a comprobar si se produce aplastamiento en las orejeras o en la chapa que conecta el arco contra el bulón. La resistencia a aplastamiento de una pieza de espesor t (30 mm entre las dos orejeras y 15 mm la chapa que conecta el arco con el bulón), supuesto fabricada con un acero de limite elastico f_y (275Mpa) contra un bulón de diámetro d (70mm) es:

$$F_{b,Rd} = \frac{1,5 \cdot t \cdot d \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1,5 \cdot 0,02 \cdot 0,07 \cdot 275 \cdot 10^3}{1,05} = 412,5$$

Se ha calculado la resistencia aplastamiento de la cartela que conecta el arco con el bulón ya que al tener 20 mm de espesor es menor que las dos orejeras juntas que suman 30 mm. El esfuerzo F_{ED} es igual a 392 Kn por lo que no se producirá aplastamiento en las chapas.

7.1.2.1. Dimensionamiento pieza conexión bulón-placa base

Dada una pieza de espesor t (15mm) unida a otras mediante un bulón de diámetro d (70mm) alojado en un taladro de diámetro d_0 (73mm), será capaz de transmitir el esfuerzo F_{ed} (392/2 Kn), si su geometría cumple las siguientes condiciones:

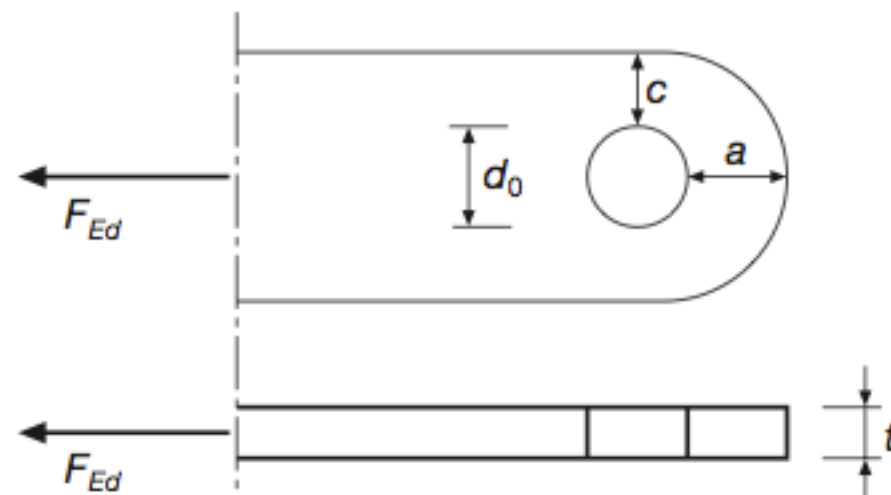


Figura 7.1.2.a Nomenclatura disposiciones mínimas pieza sometida a esfuerzos que transmite el bulón. EAE.

- Distancia del borde del agujero a un borde perpendicular al esfuerzo a transmitir:

$$a \geq \frac{F_{ed} \cdot \gamma_{M0}}{2 \cdot t \cdot f_y} + \frac{2 \cdot d_0}{3} = \frac{196 \cdot 1,05}{2 \cdot 15 \cdot 275 \cdot 10^3 \cdot 10^{-6}} + \frac{2 \cdot 73}{3} = 73 \text{ mm}$$

- Distancia del borde del agujero a un borde paralelo al esfuerzo a transmitir:

$$a \geq \frac{F_{ed} \cdot \gamma_{M0}}{2 \cdot t \cdot f_y} + \frac{d_0}{3} = \frac{196 \cdot 1,05}{2 \cdot 15 \cdot 275 \cdot 10^3 \cdot 10^{-6}} + \frac{73}{3} = 49,27 \text{ mm}$$

Del lado de la seguridad se selecciona la distancia al borde mas restrictiva que es la del borde del agujero a un borde perpendicular. Se redondea a 80mm en las dos direcciones.

Además para que la pieza resista el esfuerzo F_{ed} se deben cumplir las siguientes 2 condiciones geométricas:

$$d_0 \leq 2,5 \cdot t$$

$$73 \leq 37,5 \rightarrow \text{Cumple}$$

$$t \geq 0,7 \cdot \sqrt{\frac{F_{ed} \cdot \gamma_{M0}}{f_y}}$$

$$15 \geq 13 \rightarrow \text{Cumple}$$

De esta forma quedan dimensionada la pieza de intermedia de unión entre el bulón y la placa base. Esta pieza trasmite a la placa base un axil de compresión de 289 Kn y un cortante de 266 Kn.

- los calculos de la soldadura de la orejera a la placa base según artículo 60 de la EAE, son:

$$\frac{F_w}{a_0 \cdot L} \leq \frac{F_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2} \cdot \sqrt{3}}$$

siendo el espesor de garganta a_0 , menor a 0,7 multiplicado por el mínimo de los espesores de las chapas a soldar (15mm placa base y 15 mm orejera):



$$a_0 \leq 0,7 \cdot \min(15, 15) = 10,5 \text{ mm se elige finalmente un } a = 4 \text{ mm}$$

$$\frac{\frac{289}{2}}{4 \cdot L} \leq \frac{430 \cdot 10^3 \cdot 10^{-6}}{0,85 \cdot 1,25 \cdot \sqrt{3}}$$

Se despeja la longitud de la soldadura de la ecuación anterior y se obtiene un resultado de:

$$L = 154 \text{ mm}$$

Del lado de la seguridad se coge un cordon de soldadura, para cada una de las dos piezas orejeras, de 160 mm de longitud con un espesor de garganta de 4mm.

7.2. Unión tipo celosía

Los diagonales de la celosía de los arcos son perfiles UPN cuya unión con el cordón superior e inferior esta resuelto mediante soldadura directa de los UPN a las alas del HEB de los cordones.

La orientación de los perfiles UPN es con el eje e inercia fuerte en el plano del arco y la de los cordones, superior e inferior, con el eje de inercia fuerte en el plano perpendicular al arco.

Según el artículo 60 “Uniones entre elementos sometidos a esfuerzo axil” se procede al cálculo de la soldadura de las diagonales puesto que son elementos sometidos a esfuerzo de compresión-tracción.

Se ha procedido al cálculo de la unión más desfavorables de las diagonales UPN 120, siendo los esfuerzos que la solicitan:

	N (Kn)	V2 (Kn)	V3 (Kn)	T (Kn m)	M2 (Kn m)	M3 (Kn m)
Máximo	-95,938	-3,872	0,063	-0,0011	0,061	-2,6874

A continuación se muestran los calculos de la soldadura de la orejera a la placa base según artículo 60 de la EAE:

$$\frac{F_w}{a_0 \cdot L} \leq \frac{F_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2} \cdot \sqrt{3}}$$

siendo el espesor de garganta a_0 , menor a 0,7 multiplicado por el mínimo de los espesores a soldar (7mm alma UPN 120 y 11 mm ala HEB 120):

$$a_0 \leq 0,7 \cdot \min(7, 11) = 4,9 \text{ mm se elige finalmente un } a = 4 \text{ mm}$$

$$\frac{95,938}{4 \cdot L} \leq \frac{430 \cdot 10^3 \cdot 10^{-6}}{0,85 \cdot 1,25 \cdot \sqrt{3}}$$

Se despeja la longitud de la soldadura de la ecuación anterior y se obtiene un resultado de:

$$L = 125 \text{ mm}$$

Del lado de la seguridad se coge un cordon de soldadura, para cada una de las dos piezas orejeras, de 130 mm de longitud con un espesor de garganta de 4mm.

8. Diseño estructural cimentación

8.1. Zapata de medianería

El modelo de zapata seleccionado para la cimentación de esta estructura ha sido zapata de medianería debido, principalmente, a que la superficie donde se construirá el Hangar está situado a continuación de los 3 hangares construidos actualmente en el aeródromo de requena.

Las dimensiones de la zapata han quedado determinadas por las comprobaciones geotécnicas realizadas en el apartado correspondiente de la geotecnia de este estudio. Así, se ha obtenido una zapata de medianería cuyas dimensiones son 2,3x1,6x0,5.

Las dimensiones de la placa base sobre la zapata son de 300x300x15mm.

En la siguiente imagen podemos ver el alzado y planta de la distribución de la zapata. Cotas en metros:

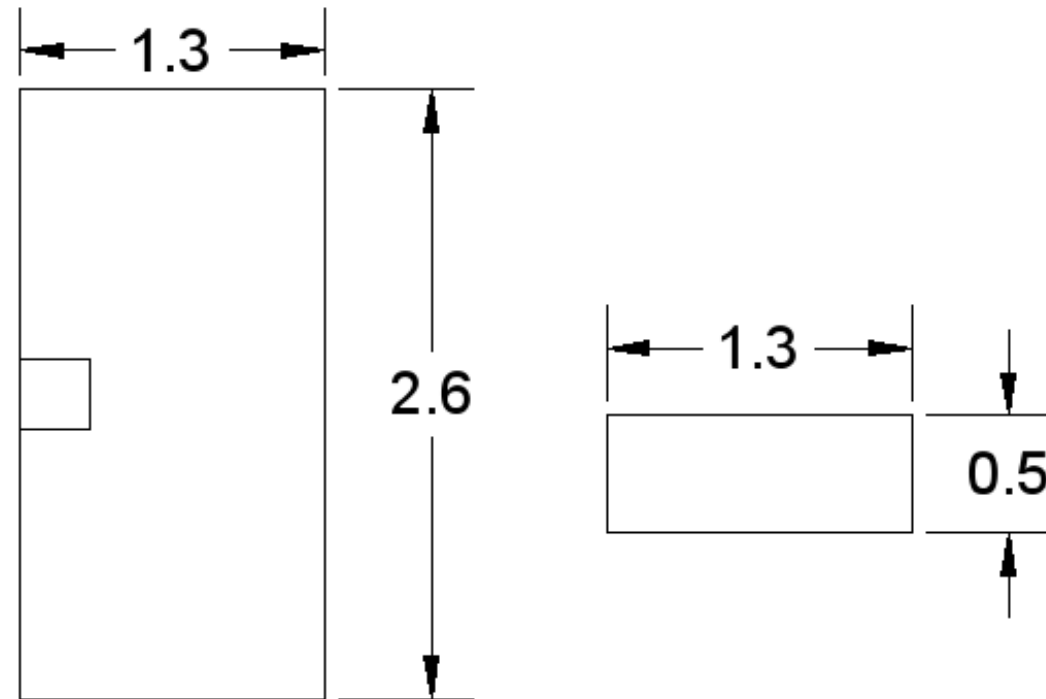
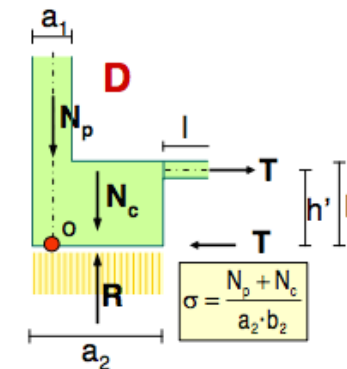


Figura 8.a Dimensiones generales zapata. Captura AutoCAD.

La zapata de medianería, además de estar conectada a la zapata opuesta del mismo arco mediante un tirante para absorber la reacción horizontal del mismo, necesita centrar la carga vertical que le llega del arco ya que ésta al estar aplicada en el borde de la misma produce tracciones en la base de la zapata del extremo opuesto. Para ello al tirante ya existente se le ha añadido una fuerza centradora lo que provoca el centrado de la carga de la zapata y tensión uniforme en el terreno bajo la superficie de la zapata:

Centrado de tensiones mediante un tirante de hormigón armado: distribución uniforme



Ecuaciones de equilibrio:

$$\sum N: R = N_c + N_p$$

$$\sum M_o: R \cdot \left(\frac{a_2 - a_1}{2} \right) = T \cdot h' + N_c \cdot \left(\frac{a_2 - a_1}{2} \right)$$

Por consiguiente:
$$T = \frac{N_p \cdot (a_2 - a_1)}{2 \cdot h'}$$

Figura 8.b Centrado de tensiones en la zapata. Diapositivas asignatura "Diseño estructural de cimentaciones y muros de contención".

Calculamos el esfuerzo T del tirante que consigue el centrado de tensiones en la zapata:

$$T = \frac{N_p(a_2 - a_1)}{2 \cdot h} = \frac{289 \cdot (1,3 - 0,3)}{2 \cdot 0,5} = 289 \text{ kn}$$

La distribución uniforme de tensiones resulta tener un valor de:

$$\sigma_t = \frac{N_p + N_c}{a_2 \cdot b_2} = \frac{289 + (2,3 \cdot 1,6 \cdot 0,5 \cdot 25)}{2,3 \cdot 1,6} = 92,45 \text{ kn/m}^2$$

Para el cálculo de la armadura frente a solicitaciones normales se plante el cálculo de dos secciones significativas, una para análisis longitudinal y otra para análisis transversal, son las siguientes:

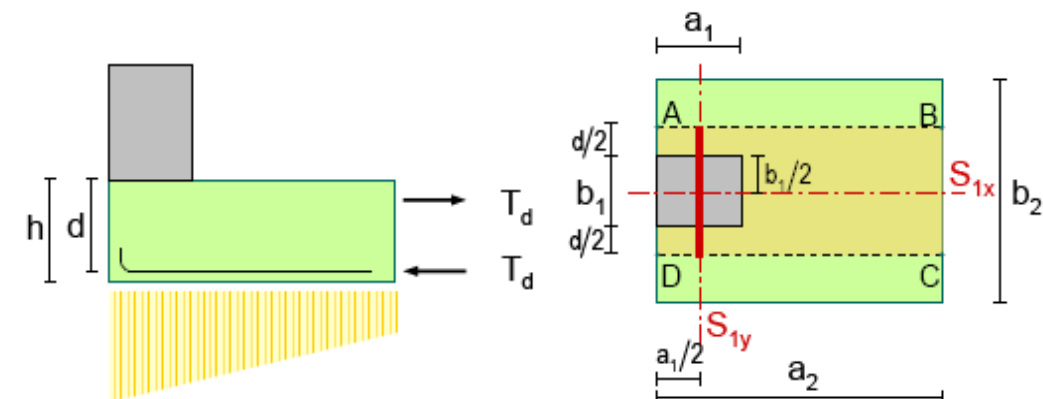




Figura 8.c Secciones a comprobar en la zapata de medianería. Diapositivas asignatura “Diseño estructural de cimentaciones y muros de contención”.

8.1.1. Análisis longitudinal frente a solicitaciones normales. Sección S_{1Y} :

Se considera voladizo virtual ABCD, empotrado en el pilar. La sección de referencia a calcular es S_{1Y} . Como la tensión en el terreno es uniforme, el valor del momento M_{ed} en esta sección es:

$$M_{Ed} = \sigma_t \cdot b_2 \cdot \frac{\left(a_2 - \frac{a_1}{2}\right)^2}{2} = 92,45 \cdot 2,6 \cdot \frac{\left(1,3 - \frac{0,3}{2}\right)^2}{2} = 158,94 \text{ kn} \cdot \text{m}$$

Para obtener las dimensiones de la sección S_{1Y} debemos conocer el canto útil de la zapata, que depende del recubrimiento y el tipo de ambiente o exposición:

- Tipo de ambiente o clase de exposición:

Las clases de exposición quedan recogidas en el EC-2(EN 1992-1-1:2004 (Tabla 4.1 y AN 4.1)

Designación de la clase	Descripción del entorno	Ejemplos informativos donde pueden existir las clases de exposición
1. Sin riesgo de ataque por corrosión		
X0	Para hormigón sin armadura o metal embebido: todas las exposiciones salvo donde haya ataque hielo/deshielo, abrasión o ataque químico Para hormigón con armadura o metal embebido: muy seco	Hormigón dentro de edificios con un nivel de humedad ambiental muy bajo
2. Corrosión inducida por carbonatación		
XC1	Seco o permanentemente húmedo	Hormigón dentro de edificios con nivel de humedad ambiental muy bajo. Hormigón permanentemente sumergido en agua
XC2	Húmedo, raramente seco	Superficies de hormigón sometidas al contacto con agua un periodo de largo tiempo. Muchas cimentaciones
XC3	Humedad moderada	Hormigón dentro de edificios con humedad ambiental moderada o elevada Hormigón en el exterior, protegido de la lluvia
XC4	Sequedad y humedad cíclicas	Superficies de hormigón sometidas al contacto con agua, no incluidas en la clase de exposición XC2
3. Corrosión inducida por cloruros		
XD1	Humedad moderada	Superficies del hormigón expuestas a cloruros en la atmósfera
XD2	Húmedo, raramente seco	Piscinas Componentes de hormigón expuestos a aguas industriales que contienen cloruros
XD3	Sequedad y humedad cíclicas	Partes de puentes expuestos al riego conteniendo cloruros Pavimentos Losas en aparcamientos de coches
4. Corrosión inducida por cloruros de agua marina		
XS1	Exposición al aire saturado de sal pero no en contacto directo con el agua del mar	Estructuras cerca de o en la costa
XS2	Permanentemente sumergida	Partes de estructuras marinas
XS3	Zonas de mareas, salpicaduras y aspersiones	Partes de estructuras marinas

Figura 8.1 Clases de exposicón. Eurocódigo 2.

Clase de exposición → XC2

Para la clase XC2, se establece una resistencia mínima del hormigón de 25 Mpa.

- Recubrimiento

Los recubrimientos mínimos según la EHE-08:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

Dónde:

c_{nom} : Recubrimiento nominal

c_{min} : Recubrimiento mínimo exigido por la norma

Δc_{dev} : Tolerancia del recubrimiento

$$c_{min} = \max(c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10\text{mm})$$

El valores de $c_{min,b}$ se recogen en las tablas del EC-2 (EN 1992-1-1:2004 (art 4.4.1.2)

El valor de $c_{min,dur}$ lo podemos encontrar en las tablas del EC-2 (EN 1992-1-1:2004 -Tabla AN/3 (Tabla 4.4N y Tabla 4.5N)

Los incrementos $\Delta c_{dur,\gamma}$, $\Delta c_{dur,st}$, $\Delta c_{dur,add}$ se encuentran en las tablas del EC-2 (EN 1992-1-1:2004- Tablas AN/4, AN/5 y AN/6 respectivamente)

Como el encofrado se realiza con superficies irregulares, debe incrementarse el recubrimiento de tal forma que el recubrimiento nominal sea mayor de 75mm.

Una vez obtenido el valor del recubrimiento nominal ya podemos obtener las dimensiones del canto útil, y por tanto, de la sección S_{1Y} . Suponiendo una armadura cuyo diámetro es de 16 mm, y que la armadura transversal se encuentra geoméricamente por debajo de la longitudinal, obtenemos un valor para el canto útil de:

$$d = 0,5 - 0,075 - 0,016 - \frac{0,016}{2} = 0,4 \text{ m}$$

Las dimensión mayor de la sección S_{1Y} , la obtenemos del siguiente modo:

$$2 \frac{d}{2} + b_1 = 2 \frac{0,4}{2} + 0,3 = 0,7 \text{ m}$$



Una vez obtenidas la dimensión de la sección y los esfuerzos que solicitan a la misma, se procede a introducir estos valores en el programa de cálculo de secciones de hormigón Calcflex para obtener las cuantías de armado.

Introducimos la geometría de la sección y las propiedades mecánicas del hormigón y la armadura pasiva:

Figura 8.1.b Características mecánicas del hormigón. Captura CalcFlex.

Figura 8.1.c Características mecánicas de la armadura pasiva. Captura CalcFlex.

Por último introduciendo los recubrimientos y el esfuerzo de flexión que solicita la sección, obtenemos la cuantía de armado por cálculo.

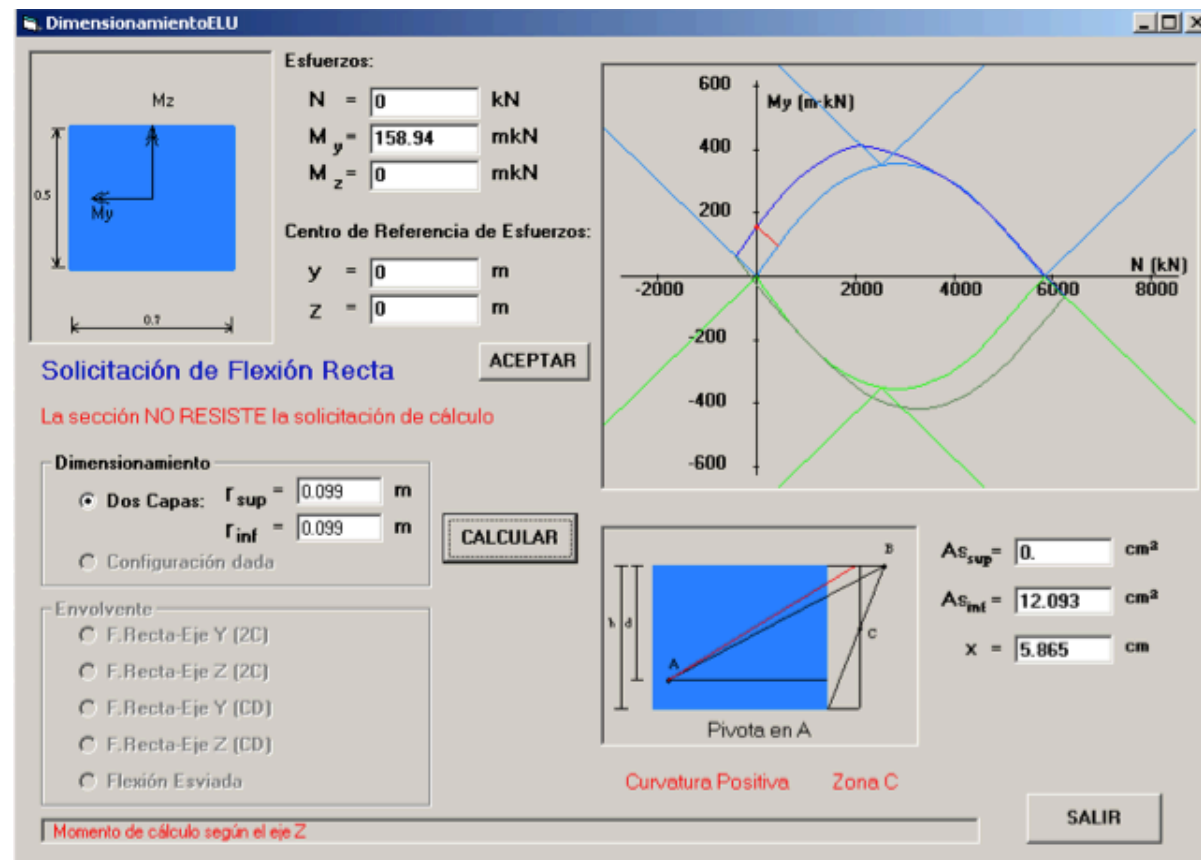


Figura 8.1.d Dimensionamiento ELU. Captura Calcflex.

La profundidad de la fibra neutra obtenida es de 5,8 cm. Como esperábamos, nos encontramos en la Zona C, y no se requiere de armadura superior.

La cuantía de armado requerida por cálculo es de 12,093 cm². con lo que el número de redondos a disponer de 16 mm de diámetro en la anchura de 0,7 metros es de 7 redondos.

En el resto de la zapata, quedan dos tramos iguales con las siguientes dimensiones, siendo el canto 0,5 metros:

$$base = \frac{2,6 - 0,7}{2} = 0,95 \text{ m}$$

La armadura a disponer en estos dos tramos viene definida como :

$$Us = 20\% \cdot Us2 \cdot \frac{b1 + d}{b2}$$

siendo $Us2$ la armadura necesaria que se obtiene del análisis transversal y calculamos a continuación.

8.1.2. Análisis transversal frente a solicitaciones normales. Sección S_{1x} :

En el análisis transversal se considera losa en voladizo empotrada en la viga virtual ABCD de luz $b_2/2$. Como la tensión en el terreno es uniforme, el valor del momento M_{ed} en esta sección es:

$$M_{Ed} = \sigma_t \cdot a_2 \cdot \frac{b_2^2}{2} = 92,45 \cdot 1,3 \cdot \frac{2,6^2}{2} = 101,55 \text{ kn} \cdot \text{m}$$

De forma análoga al análisis longitudinal frente a solicitaciones normales, introducimos los datos en el programa de cálculo CalcFlex para obtener la cuantía de armado en la sección transversal S_{1x} :

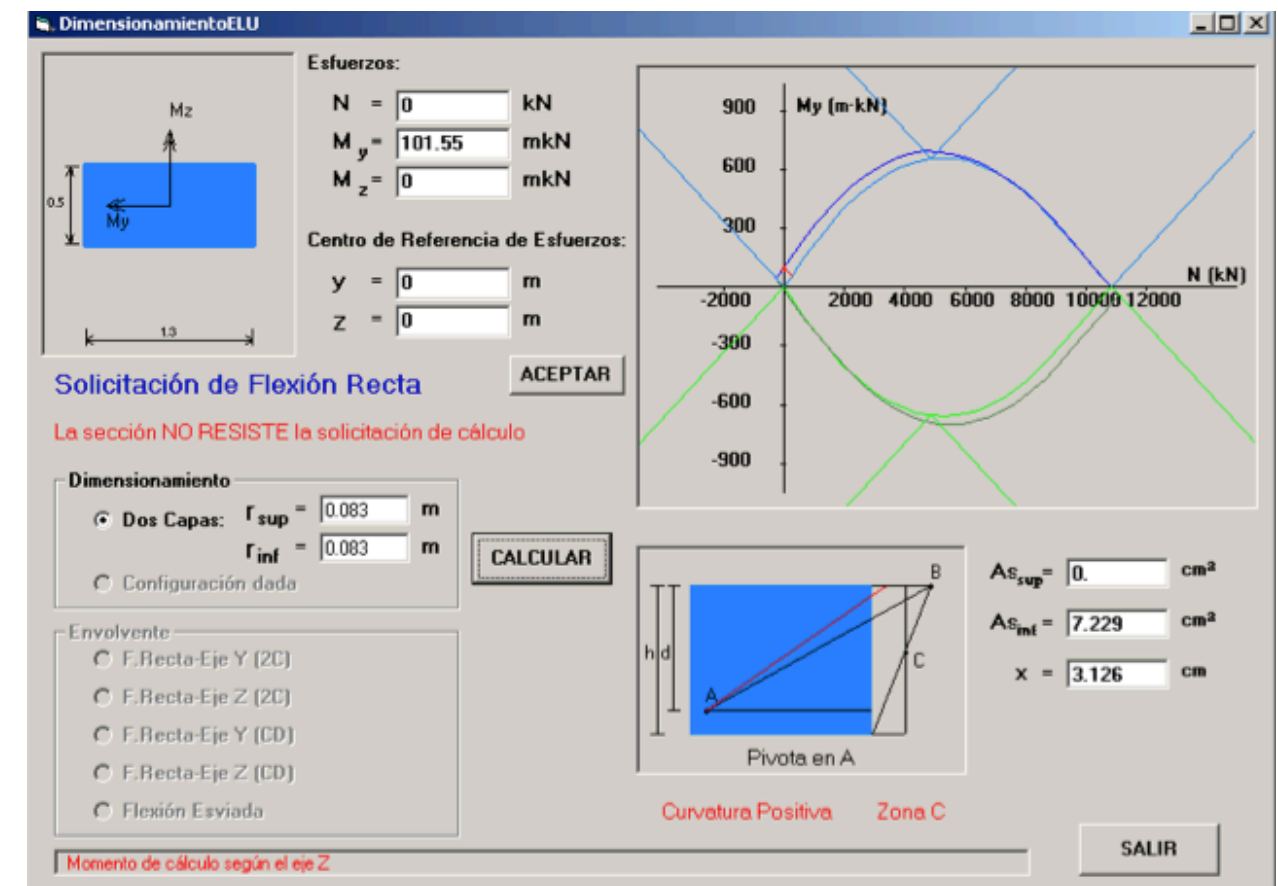


Figura 8.2 Dimensionamiento ELU. Captura Calcflex.



La cuantía de armado requerida por cálculo es de $7,229 \text{ cm}^2$. con lo que el número de redondos a disponer de 12 mm de diámetro en la anchura de 1,3 metros es de 7 redondos.

Una vez obtenida la armadura por cálculo en la sección transversal podemos volver al trozo de sección longitudinal cuya armadura dependía de la cuantía de la transversal:

$$U_s = 20\% \cdot U_{s2} \cdot \frac{b1 + d}{b2} = 20\% \cdot 7,229 \cdot \frac{30 + 40}{2,6} = 0,39 \text{ cm}^2/m$$

8.1.3. Cuantías mínimas de armado

Las cuantías mínimas de armado están en función de las características de los materiales y de la geometría de cimentación, no influyen los esfuerzos. Comprobamos los diferentes tipos de armadura mínima

Para la sección S_{1Y} obtenemos las siguientes armaduras mínimas:

- Armadura mínima geométrica, área longitudinal mínima de compresión.

$$f_{yk} = 500 \text{ Mpa} \rightarrow A_{s,min} = 0,00084 \cdot A_c = 2,94 \text{ cm}^2$$

- Armadura mínima mecánica, área longitudinal mínima de tracción para evitar la rotura frágil.

$$A_{s,min} = f_{yd} \cdot \frac{f_{ct,m,fl}}{4,8} \cdot b \cdot h = 4,3 \text{ cm}^2$$

- Armadura mínima por fisuración, área longitudinal mínima de tracción para control de la figuración.

$$A_{s,min} \cdot \sigma_s = 0,2 \cdot b \cdot h \cdot k \cdot f_{ct,m} = 6,43 \text{ cm}^2$$

La armadura calculada en la sección S_{1Y} ($12,09 \text{ cm}^2$) es superior a los mínimos por lo que estos no son limitantes.

8 Para la sección S_{1Y} obtenemos las siguientes armaduras mínimas:

- Armadura mínima geométrica, área longitudinal mínima de compresión.

$$f_{yk} = 500 \text{ Mpa} \rightarrow A_{s,min} = 0,00084 \cdot A_c = 5,46 \text{ cm}^2$$

- Armadura mínima mecánica, área longitudinal mínima de tracción para evitar la rotura frágil.

$$A_{s,min} = f_{yd} \cdot \frac{f_{ct,m,fl}}{4,8} \cdot b \cdot h = 7,98 \text{ cm}^2$$

- Armadura mínima por fisuración, área longitudinal mínima de tracción para control de la figuración.

$$A_{s,min} \cdot \sigma_s = 0,2 \cdot b \cdot h \cdot k \cdot f_{ct,m} = 11,94 \text{ cm}^2$$

La armadura calculada en la sección S_{1x} ($7,229 \text{ cm}^2$) es inferior a la obtenida por mínimos de fisuración por tanto el valor de la cuantía de armado será de $11,94 \text{ cm}^2$ resueltos por 6 barras de 16 mm de diámetro.

9 Por último calculamos los mínimos para las dos secciones extremas contiguas a la sección S_{1Y} :

- Armadura mínima geométrica, área longitudinal mínima de compresión.

$$f_{yk} = 500 \text{ Mpa} \rightarrow A_{s,min} = 0,00084 \cdot A_c = 3,99 \text{ cm}^2$$

- Armadura mínima mecánica, área longitudinal mínima de tracción para evitar la rotura frágil.

$$A_{s,min} = f_{yd} \cdot \frac{f_{ct,m,fl}}{4,8} \cdot b \cdot h = 5,83 \text{ cm}^2$$

- Armadura mínima por fisuración, área longitudinal mínima de tracción para control de la figuración.

$$A_{s,min} \cdot \sigma_s = 0,2 \cdot b \cdot h \cdot k \cdot f_{ct,m} = 8,73 \text{ cm}^2$$

La armadura calculada en estas secciones era de ($0,39 \text{ cm}^2$) es inferior a la obtenida por mínimos de fisuración por tanto el valor de la cuantía de armado será de $5,83 \text{ cm}^2$ resueltos por 5 barras de 16 mm de diámetro.

8.1.4. Agotamiento frente a cortante

La comprobación a cortante debe realizarse a una distancia igual a un canto útil medida, en nuestra caso desde el borde de la placa de base.



Agotamiento frente a esfuerzo cortante

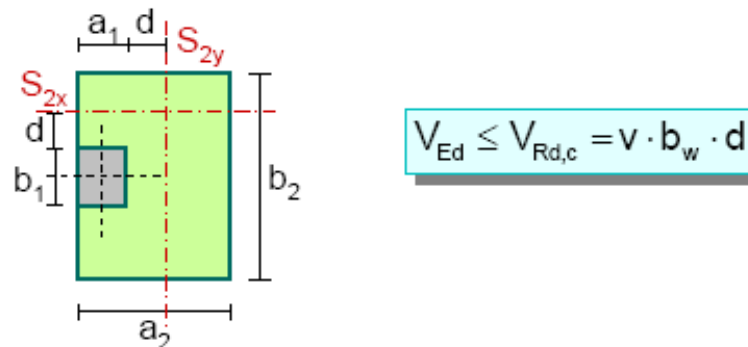


Figura 8.4 Agotamiento frente a esfuerzo cortante. Diapositivas asignatura “Diseño estructural de cimentaciones y muros de contención”.

Las dimensiones de la placa de base son de 300x300 milímetros. La tensión se ha considerado como uniforme y por tanto, tiene el mismo valor que para el análisis longitudinal frente a solicitaciones normales, que era de 92,45 kN/m². Para la sección de referencia S_{2y} el cortante es el siguiente:

$$V_{s2y} = 289 - 92,45 \cdot (0,7 \cdot 2,6) = 120,741 \text{ kN}$$

La resistencia a cortante de una sección de hormigón armado sin sollicitación frente a axil viene dada por la siguiente expresión:

$$V_{Rd,c} = v \cdot bw \cdot d$$

siendo:

$$v = \frac{0,18}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \leq v_{min}$$

donde:

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$$

$$\rho_l = \frac{A_s}{bw \cdot d} \leq 0,02$$

$$v_{min} = \frac{0,075}{\gamma_c} \cdot K^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \text{ con } f_{ck} \geq 60 \text{ Mpa}$$

El valor de la resistencia a cortante de la sección también está implementado en la hoja Excel con la cual se ha dimensionado la armadura tanto del arco como de la zapata. La sección a valorar tiene unas dimensiones de 0,5 metros de canto por 2,5 metros de base, obteniendo un valor de:

$$V_{Rd,c} = 580,91 \text{ kN} > 120,741 \text{ kN}$$

Estudiamos ahora la sección de referencia S_{2x} según el dibujo adjunto de la página anterior.

El esfuerzo aplicado en la placa base es el mismo, es decir, 289 kN, y la tensión en la base de la zapata también es igual, 92,45 kN/m². El canto útil también es el mismo, por lo que el cortante en la sección de referencia queda como:

$$V_{s2x} = 289 - 92,45 \cdot (1,8 \cdot 1,3) = 72,66 \text{ kN}$$

La resistencia a cortante de la sección de hormigón viene dada por la misma fórmula que para el caso anterior, particularizado para el caso que se está tratando, con una sección de 0,5 metros de canto y 1,3 metros de base, obteniendo un valor de:

$$V_{Rd,c} = 298,42 \text{ kN} > 72,663 \text{ kN}$$

Por tanto, a la vista de los resultados obtenidos, no es necesaria la armadura de cortante por cálculo. Además al tratarse de un elemento de cimentación, que puede tratarse como una losa, el EC-2 no establece valor mínimo para la armadura de cortante a disponer, por lo que no es necesario disponer armadura de cortante.

8.1.5. Limitación de tensiones y abertura de fisura

El momento para verificar la limitación de tensiones es el correspondiente a la combinación característica que resulta ser de 105,6 Knm. Las tensiones obtenidas son las siguientes:

$$\sigma_{cmax}(N_{caract}, M_{caracte}) = 8,67 \text{ Mpa} < 0,6 \cdot f_{ck} = 15 \text{ Mpa}$$



$$\sigma_{smax}(N_{caract}, M_{caracte}) = 219,59 \text{ Mpa} < 0,8 \cdot f_{yk} = 400 \text{ Mpa}$$

Por tanto como se cumplen las limitaciones, se verifica la limitación de tensiones para la combinación característica.

Para la abertura de fisura, se debe obtener el momento para la combinación casi-permanente, cuyo valor obtenido es de 73,48 kNm. La abertura de fisura obtenida es la siguiente:

$$S_{r,max} = 0,576 \text{ m}$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = 2,94 \cdot 10^{-5} \text{ m}$$

$$w_k = 0,576 \cdot 0,0294 = 0,0169 \text{ mm} < 0,3$$

Por tanto se cumple también la limitación de abertura de fisura.

8.1.6. Agotamiento frente a punzonamiento

-Comprobación de resistencia máxima.

$$v_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_0 \cdot d} = 0,33 \text{ Mpa} \leq v_{Rd,max} 0,5 * \left(0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \right) \cdot f_{cd} = 4,49 \text{ Mpa}$$

donde

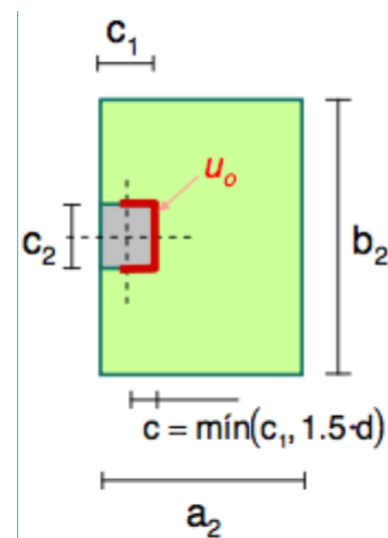


Figura 8.6.a Punzonamiento en zapata de medianería. Diapositivas asignatura "Diseño estructural de cimentaciones y muros de contención".

$$\beta = \frac{2c + c2}{u_0} = 1$$

$$u_0 = 2c + c2 = 0,9 \text{ m}$$

$$V_{Ed} = 120 \text{ kN}; d = 0,4 \text{ m}$$

- Comprobación sin armadura de punzonamiento

$$V_{ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed,Rd}}{U_i \cdot d} = 0,105 \text{ Mpa} \leq k * (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot 2 \cdot \frac{d}{a} \geq V_{min} \cdot 2 \cdot \frac{d}{a} \geq 1,1 \text{ Mpa}$$

donde:

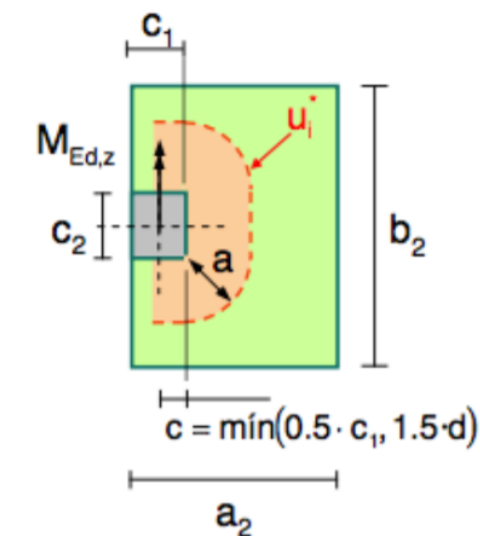


Figura 8.6.b Punzonamiento en zapata de medianería. Diapositivas asignatura "Diseño estructural de cimentaciones y muros de contención".

$$u_i = 2c1 + \pi a + c2 = 2,18 \text{ m}$$

$$u_i^* = 2c + \pi a + c2 = 1,88 \text{ m}$$



$$\beta = \frac{u_i}{u_i^*} = 1,1595$$

$$A_{ui} = c(2a + c2) + c2a + \pi \frac{a^2}{2} \rightarrow 0,5531 \text{ m}^2$$

$$\Delta V_{Ed} = \sigma_t \cdot A_{ui} \rightarrow 51,13 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,red} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed} = 68,7 \text{ kN}$$

$$v_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed,red}}{u_i \cdot d} \rightarrow 0,105 \text{ Mpa}$$

8.1.7. Disposición del armado

8.1.7.1 Separaciones máximas y mínimas

Las separaciones máximas vienen recogidas en la tabla 7.3N del Art 7.3.2

En esta se muestra la separación máxima de la armadura pasiva en función de la abertura de fisura máxima permitida, siendo $w_k=0.3\text{mm}$

Tabla 7.3N Tensión del acero (σ_s)	Separación máxima entre barras (mm)		
	$w_k=0.4 \text{ mm}$	$w_k=0.3 \text{ mm}$	$w_k=0.2 \text{ mm}$
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

Figura 8.7.1. Separación máxima entre barras. Eurocódigo 2.

Sabiendo que los fi 16 que tenemos como armadura longitudinal a flexión soportan una tensión máxima σ_s de 240 MPa y la máxima abertura de fisura permitida es de 0.3mm, vemos en la tabla que la separación máxima a la que pueden estar nuestras barras es de 20cm para evitar la fisuración.

Las separaciones mínimas vienen recogidas en el Art 8.2. La distancia libre entre dos barras consecutivas de armadura pasiva longitudinal es el mínimo entre

1) $\theta b = 16\text{mm}$

2) $1.25 \text{ TMA} = 1.25 \cdot 20 = 25\text{mm}$

3) 20mm

En nuestro caso tenemos 9 θ 12 en una sección de 1.5*0.8m. Quitando los recubrimientos y los diámetros de las barras:

$$150 - 5 \cdot 2 - 1.6 \cdot 9 = 125.6 \text{ cm}$$

Dividiendo entre el número de espacios entre barras, vemos que cumple nuestra separación:

$$\frac{125.6}{10} = 12.6\text{cm} \quad 1.6\text{cm} < 12.6\text{cm} < 20 \text{ cm}$$

8.1.7.2 Longitud de anclaje

La longitud de anclaje sirve para anclar los extremos de las barras corrugadas en el hormigón, debido a la fuerza de tracción F_s por el efecto de las fisuras inclinadas.

- Longitud de básica de anclaje

$$L_b = \frac{\theta}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{16}{4} \cdot \frac{434.78}{2.688} = 647\text{mm}$$

$$F_{bd} = 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2.25 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1.19 = 2.688$$

Dónde:

$$f_{ctd} = 0.7 \cdot \frac{f_{ctm}}{\gamma_c} = 0.7 \cdot \frac{2.56}{1.5} = 1.19 \text{ MPa}$$

- Longitud requerida de anclaje



$$L_{b,rqd} = L_b \cdot \frac{A_{s,nec}}{A_{s,real}} = 647 \cdot \frac{12.08}{14.07} = 555 \text{ mm}$$

- Longitud básica de anclaje

$$L_{bd} = \beta \cdot L_{b,rqd} = 0.7 \cdot 555 = 388,5 \text{ cm}$$

8.2 Zapata aislada

El modelo de zapata seleccionado para la cimentación de los pilares hastiales ha sido zapata de aislada centrada, ya que en las fachadas verticales no hay limitación que obligue al uso de zapatas de medianería .

Las dimensiones de la zapata han quedado determinadas por las comprobaciones geotécnicas realizadas en el apartado correspondiente de la geotecnia de este estudio. Así, se ha obtenido un conjunto de 9 zapatas centradas y flexibles cuyas dimensiones son 3x3x0.5. Las dimensiones de la placa base sobre la zapata son de 300x300x15mm.

8.2.1 Cálculo de las cuantías mínimas de armado

Los esfuerzo que transmite el arco son un momento flector de 64 Knm, un axil de compresión de 136 Kn y un cortante de 21Kn. Los esfuerzos transmitidos a cimentación son relativamente pequeños ya que los pilares no soportan el peso de la estructura, si no el cerramiento de fachadas y la acción del viento. Por tanto la cuantía de armado de la zapata la obtenemos por mínimos:

- Armadura mínima geométrica, área longitudinal mínima de compresión.

$$f_{yk} = 500 \text{ Mpa} \rightarrow A_{s,min} = 0,00084 \cdot A_c = 17,5 \text{ cm}^2$$

- Armadura mínima mecánica, área longitudinal mínima de tracción para evitar la rotura frágil.

$$A_{s,min} = f_{yd} \cdot \frac{f_{ct,m,fl}}{4,8} \cdot b \cdot h = 18,3 \text{ cm}^2$$

- Armadura mínima por fisuración, área longitudinal mínima de tracción para control de la figuración.

$$A_{s,min} \cdot \sigma_s = 0,2 \cdot b \cdot h \cdot k \cdot f_{ct,m} = 23,63 \text{ cm}^2$$

La cuantía de armado obtenida es por mínimos de fisuración cuyo valor es de $23,63 \text{ cm}^2$, la misma en las dos direcciones. Por tanto el armado esta resuelto por 21 barras de 12 milímetros de diámetro.

8.3 Dimensionamiento del enano de hormigón

Debido a que el plano de cimentación se encuentra a la cota de menos 1 metro, ha sido necesario el diseño de un enano de hormigón armado dispuesto encima de la zapata de medianería para disponer de espacio suficiente para poder colocar la solera de hormigón armado y evitar todas las juntas entre cimentaciones, vigas riostras y tirantes.

Las dimensiones del enano de hormigón son de 0,7x0,7 siendo las dimensiones en planta y de 0,4 metros de altura. Por tanto, para estas dimensiones, se trata de una región D y por tanto, el armado debemos calcularlo mediante un modelo de bielas y tirantes.

En primer lugar debemos determinar las fuerzas equivalentes que aparecen en el enano.

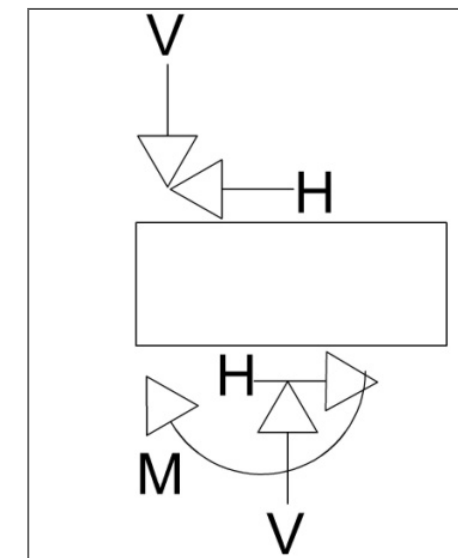


Figura 31.

El caso a estudiar es el definido en la figura 31, en la que debemos descomponer el momento y el axil en un par de fuerzas. El cortante, según la teoría de bielas y tirantes se descompone en una componente vertical y otro horizontal, cada una de ellas igual al valor del cortante.



El momento en la base del enano tiene un valor de:

recubrimiento nominal : 0,06metros

$$M = 698 * 0,15 + 614 * 0,4 = 385,2 \text{ kN} * m$$

$$M1Ed = 385,2 + 698 * 0,28 = 580,64 \text{ kN} * m$$

$$y = d * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M1Ed}{fcd * b * d^2}} \right) \rightarrow y = 0,068 \text{ metros}$$

$$z = d - \frac{y}{2} = 0,606$$

$$T = \frac{M2d}{z} = 131,46 \text{ kN}$$

$$C = T + N \rightarrow C = 829 \text{ kN}$$

Teniendo en cuenta el incremento de tracciones por cortante:

$$\Delta T = \frac{H}{2} = 307 \text{ kN}$$

$$C = 891,15 - 307 = 522 \text{ kN}$$

$$T = 131,46 + 307 = 438$$

Con estos esfuerzos equivalente, se comprueba que ;

$$\sum V = 0$$

$$\sum H = 0$$

$$\sum M = 0$$

Una vez determinadas las fuerzas equivalentes, obtenemos un modelo de bielas y tirantes, que aparece en la figura 32.

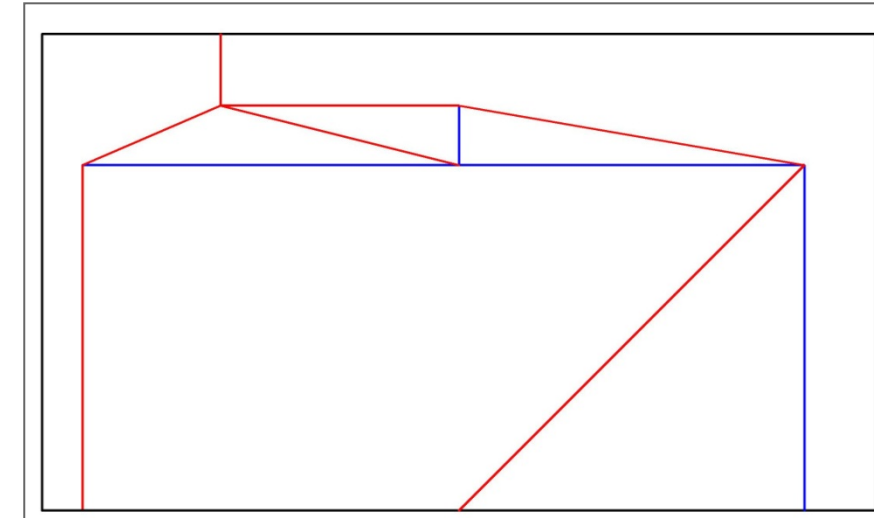


Figura 32.

Para la figura 32, se ha realizado un modelo de barras articuladas en Excel para determinar los esfuerzos en cada una de las barras y poder determinar la armadura necesaria.

El modelo empelado ha sido el siguiente.

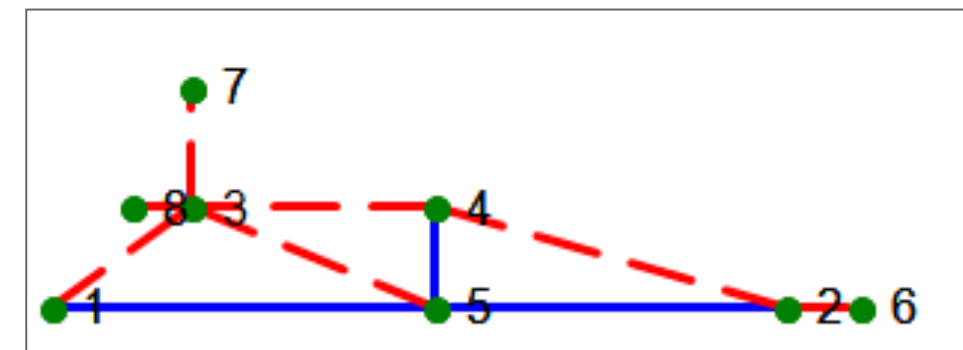


Figura 33.

El modelo introducido en Excel es el de la figura 32, en el que se deben modelizar tres coacciones que se corresponden con las barras 3-7, 3-8 y 2-6 para que el Excel entienda las restricciones. Los resultados obtenidos han sido los que se adjuntan a continuación.



Nudo	Coordenadas		Fuerzas aplicadas	
	x	y	Fuerza x	Fuerza y
1	0,034	0,290	0,000	522,000
2	0,640	0,290	0,000	177,000
3	0,150	0,340	0,000	0,000
4	0,350	0,340	0,000	0,000
5	0,350	0,290	0,000	0,000
6	0,700	0,290	0,000	0,000
7	0,150	0,400	0,000	0,000
8	0,100	0,340	0,000	0,000

Tabla 38.

Barras	Nudo ini	Nudo fin	cos(alfa)	sen(alfa)	Fx	Fy	F	Tipo de barra
1	1	5	1,000	0,000	-1211,04	0,00	-1.211,04	tirante
2	5	2	1,000	0,000	-503,04	0,00	-503,04	tirante
3	2	4	-0,985	0,170	-1026,60	177,00	732,96	biela
4	4	5	0,000	-1,000	0,00	177,00	-177,00	tirante
5	4	3	-1,000	0,000	-1026,60	0,00	801,24	biela
6	5	3	-0,970	0,243	-708,00	177,00	729,79	biela
7	1	3	0,918	0,396	1211,04	522,00	876,42	biela
8	3	8	-1,000	0,000	-523,56	0,00	523,56	biela
9	3	7	0,000	1,000	0,00	699,00	699,00	biela
10	2	6	1,000	0,000	523,56	0,00	523,56	biela

Tabla 39.

En la tabla se puede ver los esfuerzos en cada una de las barras, y vemos que en la barra 3-7, que es la que se ha introducido por la coacciones vertical en ese punto, el valor es de 699 por lo que el modelo funciona correctamente.

La barra 4-5 se introdujo a posteriori, ya que las compresiones en esas bielas eran demasiado elevadas y se producía la rotura del enano por excesivas compresiones.

Ya podemos comenzar a determinar la armadura necesaria.

Como armadura principal, se determinará para las barras 1-5 y 5-2, en la cual la que tiene un mayor esfuerzo es la 1-5 que es de 1211,04 kN.

La cuantía de armado a disponer es la siguiente:

$$As = \frac{T}{fyd} = 1211,04 * \frac{1000}{434,78} = 27,85 \text{ cm}^2$$

Para esa cuantía de armado, se disponen 10 redondos del 20.

Para la barra 4-5, se trata de cercos que deben de ser capaces de ir transmitiendo entre ellos las bielas y minorar su valor. De igual manera ocurre para la barra 1-3, la cual tiene una compresión muy importante y será necesario la colocación de gran cuantía de cercos.

El valor de las tracciones en la barra 4-5 es de 177, con lo que la cuantía a disponer es la siguiente:

$$As = \frac{T}{fyd} = 177 * \frac{1000}{434,78} = 4,07 \text{ cm}^2$$

Para este valor, es necesario disponer 4 cercos del 10 con 3 ramas. Estos cercos son los necesarios para la mitad del enano, con lo que en total se dispondrán 8 cercos del 10 con tres ramas. La disposición de tres ramas es que la separación máxima entre ramas para cercos es de 500 milímetros, con lo que dos no cumplirían los máximos.

Comprobación de la limitación de tensiones en las bielas.

Las máximas compresiones que se pueden dar en las bielas es la correspondiente a fcd, en este caso es 20 Mpa.

La biela con mayor valor de compresión es la barra 1-3 con un valor de 876,42 kN con lo que las tensiones en la misma son de:

$$\sigma = \frac{C}{a * b}$$

Donde a es el ancho de la biela, y b es el espesor de la pieza.

Puesto que el recubrimiento es de 6 centímetros, el ancho de esta biela es de 12 centímetros, con lo que la comprobación es la siguiente:

$$\sigma = \frac{876,42 * 1000}{120 * 700} = 10,43 \text{ Mpa}$$

Por tanto, el hormigón es capaz de resistir las compresiones que se generan en la pieza.

El tirante que se corresponde con la tracción que crea el momento en la base del enano tiene un esfuerzo de 438 kN, pero por facilidad constructiva, se doblaran las barras



procedentes de la barra 5-2 y se dejaran embebidas en las zapatas cuando se realice la cimentación con lo que los redondos a disponer es el mismo que para la barra 5-2.

8.4. Vigas riostras

Tal y como cita en el Código Técnico de la Edificación, las zapatas que forman la cimentación deben estar unidas para solidarizar los esfuerzos.

En este hangar, se “atarán” las zapatas formando un perímetro alrededor de todo en hangar. Esta viga de atado irá directamente cimentada contra en terreno. Su sección será de 0.4 metros de ancho y 0.5 de canto.

8.4.1 Cálculo de las cuantías mínimas de armado

- Armadura mínima geométrica, área longitudinal mínima de compresión.

$$f_{yk} = 500 \text{ Mpa} \rightarrow A_{s,min} = 0,00084 \cdot A_c = 2,016 \text{ cm}^2$$

- Armadura mínima mecánica, área longitudinal mínima de tracción para evitar la rotura frágil.

$$A_{s,min} = f_{yd} \cdot \frac{f_{ct,m,fl}}{4,8} \cdot b \cdot h = 2,94 \text{ cm}^2$$

- Armadura mínima por fisuración, área longitudinal mínima de tracción para control de la figuración.

$$A_{s,min} \cdot \sigma_s = 0,2 \cdot b \cdot h \cdot k \cdot f_{ct,m} = 3,347 \text{ cm}^2$$

Armadura longitudinal inferior 3φ12:

$$A_s = 3 \cdot \pi \cdot 0,006^2 = 3,393 \text{ cm}^2 \geq 3,347 \text{ cm}^2$$

Armadura longitudinal superior 3φ12:

$$A_s = 3 \cdot \pi \cdot 0,006^2 = 3,393 \text{ cm}^2 \geq 2,95 \text{ cm}^2$$

La separación es de:

$$s = \frac{40 \text{ cm} - 2 \cdot 3,5 \text{ cm}}{2} = 15 \text{ cm}$$

8.4.2. Armadura de cortante

Según el artículo 9.2.2 la cuantía mínima de armadura transversal es:

$$\frac{A_{sw,min}}{s} \geq \frac{f_{ctm} \cdot b_w \cdot s_{en\alpha}}{7,5 \cdot f_{yk}}$$

Armadura mínima cortante (transversal)	
Asw,min/s (m2/m)	0.000273596
Número de ramas	2
Diámetro mínimo dispuesto	8
Asw dispuesto(m2)	0.000100531
Separación longitudinal máxima (m)	0.1662
Separación transversal máxima (m)	0.41
Separación longitudinal mínima (m)	0.367442906
Separación final(cm)	30
A disponer (m2/m)	0.000335103
Armadura dispuesta	2φ8/30

8.4.3. Solución vigas riostras

La solución del armado de las vigas riostras aparece resumida en la siguiente tabla:

Armadura de la losa								
r,mec, trac (m)	r,mec, comp (m)	Longitudinal (por metro)				Transversal		
		Superior		Inferior				
		Númer o	Diámetr o	Númer o	Diámetr o	Rama s	Diámetr o	separació n
0.075	0.05	3	12	3	12	2	8	30

8.5 Losa

A continuación se muestran los cálculos básicos para la obtención de la armadura de la losa del hangar. Esta losa será sobre la que se desplacen las aeronaves en el interior del hangar.

Según el Eurocódigo 2 de proyectos de hormigón, el cálculo de la armadura mínima de la losa se realiza conforme al artículo 9.2.1.1. Este artículo es el mismo que para las vigas, Así pues podemos decir que la losa se considera como una viga de ancho infinito.



8.5.1. Cálculo de las cuantías mínimas de armado

Para el cálculo de los mínimos supondremos una losa de 30 cm de espesor sobre una sección de un metro para tener la armadura mínima por metro.

Deberán disponerse juntas cada 6 metros, obteniendo cuadrados de 6*6 metros en la superficie de todo el hangar.

La obtención de los mínimos se ha mostrado anteriormente. A continuación se muestran las cuantías por metro.

- Armadura mínima geométrica, área longitudinal mínima de compresión.

$$f_{yk} = 500 \text{ Mpa} \rightarrow A_{s,min} = 0,00084 \cdot A_c = 2,52 \text{ cm}^2$$

- Armadura mínima mecánica, área longitudinal mínima de tracción para evitar la rotura frágil.

$$A_{s,min} = f_{yd} \cdot \frac{f_{ct,m,fl}}{4,8} \cdot b \cdot h = 5,41 \text{ cm}^2$$

- Armadura mínima por fisuración, área longitudinal mínima de tracción para control de la figuración.

$$A_{s,min} \cdot \sigma_s = 0,2 \cdot b \cdot h \cdot k \cdot f_{ct,m} = 6,2 \text{ cm}^2$$

NOTA: para el cálculo de los mínimos por fisuración se ha supuesto un diámetro de barra de 12 mm y HA-30.

8.5.2. Armadura de reparto

Según art 9.3.1.1 EN 1992-1-1:2004

$$U's 20\% U_s$$

$$U's \approx 0.2 \cdot 5.4E - 04 = 2.75E - 04$$

$$4\phi 10 = 3.14E - 04 \text{ m}^2$$

8.5.3 Solución de la losa

Armadura de la losa								
r,mec, trac (m)	r,mec, comp (m)	Longitudinal (por metro)				Transversal		
		Superior		Inferior				
		Número	Diámetro	Número	Diámetro	Ramas	Diámetro	separación
0.045	0.05	4	10	5	12	4	10	30

Como vemos en la tabla, las separaciones entre las barras son demasiado grandes y no cumplen las separaciones máximas.

Por motivos de comodidad y eficacia a la hora de construir la losa, dispondremos unas mayas electrosoldadas normalizadas que cumplan las cuantías de armado requeridas en nuestra losa.

Viendo prontuarios de mayas normalizadas:

Forma de solapar		CÓDIGO	TIPO DE MALLA	ESTRUCTURA DEL PANEL		PESOS		PAQUETE		
				NUMERO DE VARILLAS		HUECO DE AHORRO	DEL PANEL Kg.	POR m² Kg.	UDS.	PEÑO Kg.
				LONGITUDINALES	TRANSVERSALES					
A)		C-1505	15x15 Ø 5-5	13	40	30	25,564	1,937	60	1.534
B)		C-2005	20x20 Ø 5-5	9	30	40	18,480	1,400	80	1.478
		C-1506	15x15 Ø 6-6	13	40	30	36,852	2,792	40	1.474
C)		C-2006	20x20 Ø 6-6	9	30	40	26,640	2,018	55	1.465
		C-1508	15x15 Ø 8-8	13	40	30	65,570	4,967	25	1.639
		C-2008	20x20 Ø 8-8	9	30	40	47,400	3,591	30	1.422
		C-1510	15x15 Ø 10-10	13	40	30	102,422	7,759	15	1.536
		C-2010	20x20 Ø 10-10	9	30	40	74,040	5,609	20	1.481
		C-1512	15x15 Ø 12-12	13	40	30	147,408	11,167	10	1.474
		C-2012	20x20 Ø 12-12	9	30	40	106,560	8,073	15	1.598
		R-2005	20x30 Ø 5-5	9	20	40	15,092	1,143	100	1.509
		R-1505	15x30 Ø 5-5	13	20	30	18,788	1,423	80	1.503
		R-1506	15x30 Ø 6-6	13	20	30	27,084	2,052	55	1.490
R-1508	15x30 Ø 8-8	13	20	30	48,190	3,651	30	1.446		
R-1510	15x30 Ø 10-10	13	20	30	75,274	5,703	20	1.505		
R-1512	15x30 Ø 12-12	13	20	30	108,336	8,207	15	1.625		

Figura 8.4.3. Prontuario OMNIA S.L.

La geometría de las mallas electrosoldadas son de 6 metros de largo por 2.2 de ancho. Las longitudes de solape viene ya consideradas en la maya electrosoldada. Como las juntas de nuestra losa forman cuadrados de 6* 6 metros necesitaremos 3 mayas para cada porción delimitada por las juntas.



Para la armadura inferior de nuestra losa hemos elegido la maya 15 x 15 ϕ 12-12. Esto es barras corrugadas de 20 mm cada 15 cm.

Como nuestro cálculo es por metro, tendremos 6.66 ϕ 12 cada metro.

$$A_s = 6 \cdot \pi \cdot 0.006^2 = 6.786 \text{ cm}^2 > 6.2 \text{ cm}^2$$

Suponiendo una capa de hormigón de limpieza, el recubrimiento nominal será de 4 cm

- Para la armadura superior de la losa tendremos que superar la armadura mínima geométrica. Por este motivo elegiremos un mallazo de 15 x 15 ϕ 8 – 8

$$A_s = 6 * \pi * 0.004^2 = 3.016 \text{ cm}^2 > 2.52 \text{ cm}^2$$

El recubrimiento de la armadura superior será de 5 cm. Para garantizar su durabilidad