



ANEJO I: CÁLCULO ESTRUCTURAL

López García, Alberto



ÍNDICE

1. Introducción
2. Breve descripción de la estructura
3. Normativa
4. Acciones
 - 4.1. Acciones permanentes
 - 4.2. Acciones variables
 - 4.3. Acciones accidentales
5. Combinación de las acciones
 - 5.1. Estados límites últimos
 - 5.2. Estados límites de servicio
 - 5.3. Casos de carga
 - 5.4. Combinaciones
6. Cuadro de materiales
7. Modelos empleados en el dimensionamiento
 - 7.1. Modelo empleado para el dimensionamiento del arco
 - 7.2. Modelo empleado para el dimensionamiento de elementos estabilizadores entre arcos
 - 7.3. Modelos empleado para el dimensionamiento de las fachadas
8. Cálculo de la armadura del arco
 - 8.1. Dimensionamiento frente a solicitaciones normales
 - 8.2. Armadura a disponer
 - 8.3. Dimensionamiento frente a solicitaciones tangenciales
 - 8.4. Limitación de tensiones.
 - 8.5. Abertura de fisura
9. Cálculo de las correas y las riostras.
10. Cálculo de los pilares de fachada.
11. Dimensionamiento del cable que une los apoyos del arco.
12. Comprobación de los estados límites de servicio.
13. Dimensionamiento de las placas de anclaje.
 - 13.1. Dimensionamiento de la unión del arco a la cimentación.
 - 13.2. Dimensionamiento de la unión entre los pilares de fachada a la cimentación.
14. Cálculo de la subestructura.
 - 14.1. Armado de la zapata de medianería.
 - 14.2. Armado de la zapata aislada.
 - 14.3. Dimensionamiento del tirante de hormigón.
 - 14.4. Dimensionamiento del enano de hormigón.
 - 14.5. Dimensionamiento de las riostras.
 - 14.5.1. Cuantías mínimas de armado
 - 14.5.2. Armadura de cortante
 - 14.5.3. Solución vigas riostras
15. Determinación de la armadura de la solera.
 - 15.1. Cuantías mínimas de armado
 - 15.2. Armadura de reparto
 - 15.3. Solución de la losa



1. Introducción

En el anejo “ANÁLISIS ESTRUCTURAL” se llevarán a cabo todos los cálculos que sean necesarios para el dimensionamiento de los elementos que tengan una función estructural en la obra.

En primer lugar, se procederá al dimensionamiento del arco de hormigón armado, de sección rectangular, determinando dimensiones y armadura, y se verificará que cumple todos los estados límites últimos y los estados límites de servicio.

A continuación, se realizará el dimensionamiento de las correas y de los cruces entre los pórticos extremos para garantizar la estabilidad de la estructura en la dirección perpendicular a los arcos y servir de sujeción para el cerramiento.

Por último, se dimensionará el bulón pasador, la placa de anclaje y el cable que une ambos extremos del arco.

2. Breve descripción de la estructura

El caso particular que vamos a tratar en este anejo consiste en un arco de hormigón armado con una luz entre apoyos de 42 metros, con una inclinación de 47° medidos respecto a la horizontal, y 12 metros de altura en el punto central.

El presente proyecto se encuadra dentro de un estudio de soluciones para la construcción de un hangar en requena, en el que se van a realizar distintas propuestas, utilizando distintos materiales. Las condiciones iniciales necesitaban salvar una luz de 42 metros, y es por esto por lo que se ha decidido elegir el arco como diseño ya que trabajará a compresión principalmente. Debido a que el arco está concebido como una parábola de ecuación

$$y = -\frac{4}{147}x^2 + \frac{8}{7}x$$

el arco no es antifuncular de cargas por lo que la línea de empujes se saldrá de la línea que define la parábola y por tanto aparecerá el fenómeno de la flexión en el arco, lo que hará necesaria la armadura para poder resistir los esfuerzos a los que estará sometido. Por tanto, el

arco se ha diseñado mediante una sección rectangular de base de 0,5 m y una altura de 0,7 metros y directriz la parábola anteriormente mencionada.

En los apoyos, se ha modelado un arco articulado en un extremo, y mediante un carrito en el otro extremo, unidos ambos extremos por un cable trabajando a tracción para poder llevarse la componente horizontal del esfuerzo a compresión que le llega al arco en la base, ya que el valor de la misma sería muy similar al valor de la componente horizontal por estar inclinado 47° y obligaría a construir zapatas de grandes dimensiones.

Los arcos se han dispuesto cada 5,6 metros para cubrir los 28 metros que tiene el hangar en la otra dirección, por lo que la estructura estará formada por 6 arcos entre los cuales se dispondrán correas cada 2 metros medidos en la proyección horizontal cuya función principal es la de servir de sujeción a las correas pero además también colaborarán en dar estabilidad a la estructura en el plano perpendicular a los pórticos frente a la acción horizontal generada por el viento en la facha.

En los huecos extremos que quedan entre los arcos, se dispondrán cruces de san Andrés formadas por dobles UPN que serán el elemento que resistirá mayoritariamente los esfuerzos horizontales que el viento genera en la fachada.

La unión del arco a la cimentación se ha diseñado mediante dos chapas metálicas a modo de orejeras que quedan embebidas en el arco durante su construcción y que transmiten los esfuerzos mediante un bulón pasador a la placa de anclaje que se encuentra en la cimentación.

3. Normativa

En lo referente a la normativa se han usado las siguientes:

- CTE- Documento básico Seguridad Estructural.
- CTE- Documento básico Seguridad Estructural-Acciones en la edificación
- CTE- Documento básico Seguridad en caso de incendio.
- NCSE-02-Norma de construcción sismorresistente. Parte general y edificación.
- EC-2- Eurocódigo 2. Diseño de estructuras de hormigón. (EN 1992)
- EAE- Instrucción de Acero estructural



4. Acciones

Para la determinación de las acciones se ha seguido lo estipulado en el Código Técnico de la Edificación-Documento Básico Seguridad Estructural-Acciones en la Edificación.

El campo de aplicación de este Documento Básico es el de la determinación de las acciones sobre los edificios, para verificar el cumplimiento de los requisitos de seguridad estructural (capacidad portante y estabilidad) y aptitud al servicio, establecidos en el DB-SE.

Están fuera del alcance de este Documento Básico las acciones y las fuerzas que actúan sobre elementos tales como aparatos elevadores o puentes grúa, o construcciones como los silos o los tanques.

4.1 Acciones permanentes

- Peso propio

El peso propio a tener en cuenta es el de los elementos estructurales, los cerramientos y elementos separadores, todo tipo de carpinterías, revestimientos, rellenos y equipos fijos.

En nuestro caso en particular nos encontramos con el peso propio del arco que está fabricado de hormigón armado.

$$\gamma_{HA} = 25 \text{ kN/m}^3$$

Teniendo en cuenta que el arco tiene una sección de 0,5x0,7:

$$pp_{ARCO} = 0,5 * 0,7 * 25 = 8,75 \text{ kN/m}$$

Además sobre el arco caerán las correas y el cerramiento que también contabilizará como peso propio.

Correas.

Las correas responden a una forma rectangular ya que irán girando con la misma inclinación que lo hace el arco y necesitará inercias en ambas direcciones. Las dimensiones de la correa son de 0,2x0,1 con un espesor de chapa de 1 centímetro.

$$pp_{CORREAS} = 0,0056 * 5,6 * 78,5 = 2,46 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Cerramiento.

Como cerramiento se ha elegido un panel sándwich de la casa ACH, concretamente responde al nombre de "Panel cubierta 5 greca ACH" con un peso de 21,5 kg/m².

$$pp_{CERRAMIENTO} = 0,215 * 5,6 = 1,204 \text{ kN/m}$$

4.2 Acciones variables

- Sobrecarga de uso

La sobrecarga de uso es el peso de todo lo que puede gravitar sobre el edificio por razón de su uso.

Por lo general, 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. Dichos valores incluyen tanto los efectos derivados del uso normal, personas, mobiliario, enseres, mercancías habituales, contenido de los conductos, maquinaria y en su caso vehículos, así como las derivadas de la utilización poco habitual, como acumulación de personas, o de mobiliario con ocasión de un traslado.

Asimismo, para comprobaciones locales de capacidad portante, debe considerarse una carga concentrada actuando en cualquier punto de la zona. Dicha carga se considerará actuando simultáneamente con la sobrecarga uniformemente distribuida en las zonas de uso de tráfico y aparcamiento de vehículos ligeros, y de forma independiente y no simultánea con ella en el resto de los casos.



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) ⁽⁶⁾	0,4 ⁽⁴⁾	1

Figura 1.

En este caso en particular, se trata de una cubierta accesible únicamente para conservación (G) y dentro de este caso se trata de una cubierta ligera sobre correas sin forjado por lo que la sobrecarga de uso es de 0,4 kN/m².

Este valor lo podemos adoptar debido a que el CTE establece que se entiende por cubierta ligera aquella cuya carga permanente debida únicamente a su cerramiento no excede de 1 kN/m².

El comentario (7) expone que esta sobrecarga de uso no se considera concomitante con el resto de acciones variables.

El valor de la sobrecarga de uso queda de la siguiente manera:

$$SCU = 0,4 * 5,6 = 2,24 \text{ kN/m}$$

- Viento.

La acción del viento, en general una fuerza perpendicular a la superficie de cada punto expuesto, o presión estática, q_e puede expresarse como:

$$q_e = q_b * c_e * c_p$$

donde:

q_b , presión dinámica del viento.

c_e , coeficiente de exposición.

c_p , coeficiente eólico o de presión.

Determinación de la presión dinámica del viento.

El valor de la presión dinámica del viento lo podemos encontrar en el anejo D del CTE- Documento Básico-Seguridad Estructural-Acciones en la Edificación. El valor de la presión dinámica sigue la siguiente fórmula que depende de la densidad del aire y de la valor básico de la velocidad del viento.

$$q_b = 0,5 * \delta * v_b^2$$

El CTE ya tiene tabulados los valores de la presión dinámica del viento, que son respectivamente 0,42 kN/m², 0,45 kN/m² y 0,52 kN/m² para las zonas A,B y C del siguiente mapa:

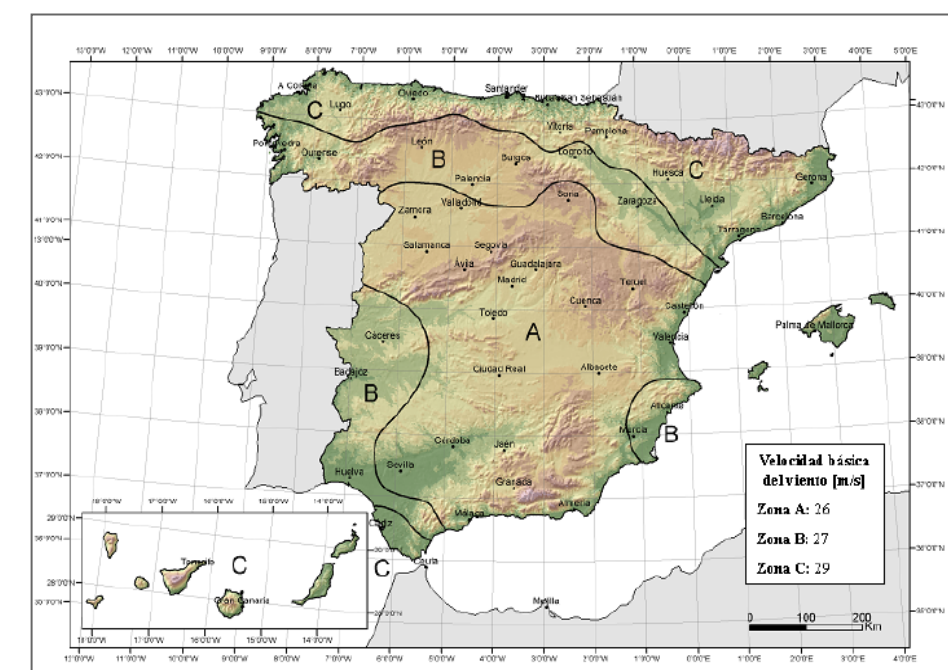




Figura 2.

Requena queda ubicada en la zona A, por tanto el valor de la presión dinámica es de 0,42 kN/m².

Determinación del coeficiente de exposición.

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, siendo la altura del punto considerado la medida respecto a la rasante media de la fachada a barlovento. Para alturas superiores a 30 m los valores deben obtenerse de las expresiones generales que se recogen en el Anejo D. Para paneles prefabricados de gran formato el punto a considerar es su punto medio.

En la siguiente tabla se recogen los valores para el coeficiente de exposición.

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.

La ubicación del hangar queda englobada en un terreno rural llano sin obstáculos ni arbolado de importancia, y debido a que da valores para distintas alturas, en el caso del arco la altura es distinta en cada punto, por lo que del lado de la seguridad adoptamos el valor de 2,9 que es el correspondiente al punto mas alto del hangar.

Determinación del coeficiente eólico o de presión.

En naves y construcciones diáfanas, sin forjados que conecten las fachadas, la acción de viento debe individualizarse en cada elemento de superficie exterior. Cuando en al menos dos de los lados del edificio (fachadas o cubiertas) el área total de los huecos exceda el 30% del

área total del lado considerado, la acción del viento se determina considerando la estructura como una marquesina o una pared libre.

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, que recogen el pésimo en cada punto debido a varias direcciones de viento. A los efectos locales, tales como correas, paneles de cerramiento, o anclajes, deben utilizarse los valores correspondientes a la zona o zonas en que se encuentra ubicado dicho elemento.

Si el edificio presenta grandes huecos la acción de viento genera, además de presiones en el exterior, presiones en el interior, que se suman a las anteriores.

En este caso en particular, el arco no viene recogido en el anejo D.3 por lo que el CTE estipula que se asemeje a uno de los casos que si están recogidos en el anejo D.3. En un primer lugar se podría pensar en asemejar al caso de la marquesina, ya que contamos con huecos, en este caso las puertas, mayor al 30 % del lado total considerado, pero solo tenemos hueco en un paramento, por lo que finalmente se decide asemejar a una cubierta a dos aguas.

CASO 1.

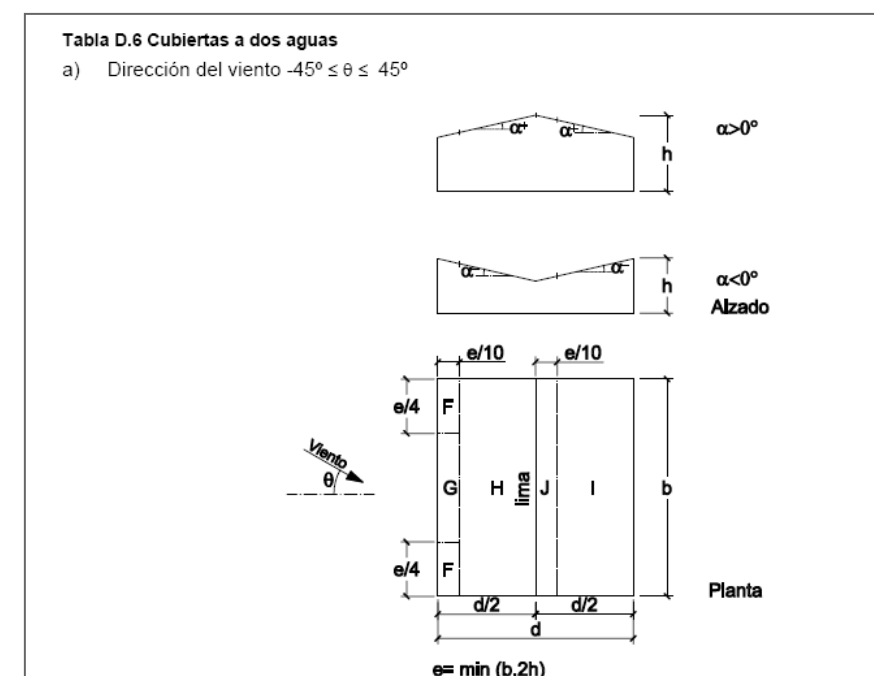


Figura 4.



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

Figura 5.

Puesto que la inclinación de la cubierta va variando, se ha cogido el valor de la inclinación más desfavorable para cada una de las zonas. En este caso particular, b es igual a 28 metros, d es igual a 42 metros y e es igual a 24 metros.

Zona	Inclinación	c _e	Área(m ²)
F	45°	0	19,6
		0,7	
G	45°	0	39,2
		0,7	
H	30°	-0,2	509,6
		0,4	
J	5°	0,2	78,4
		-0,6	
I	30°	-0,4	509,6
		0	

Tabla 1.

En el párrafo 2 del apartado 3.3.5. del CTE-Documento Básico-Seguridad Estructural-Acciones en la Edificación se establece que 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 de la tabla anterior, que recogen el pésimo en cada punto debido a varias direcciones de viento.

- Plano 1(Zonas F,G y H)

Succión. c_e =-0,1733

Presión. c_e =0,44

- Plano 2(Zonas J e I)

Succión. c_e =-0,4266

Presión. c_e =0,026

CASO 2

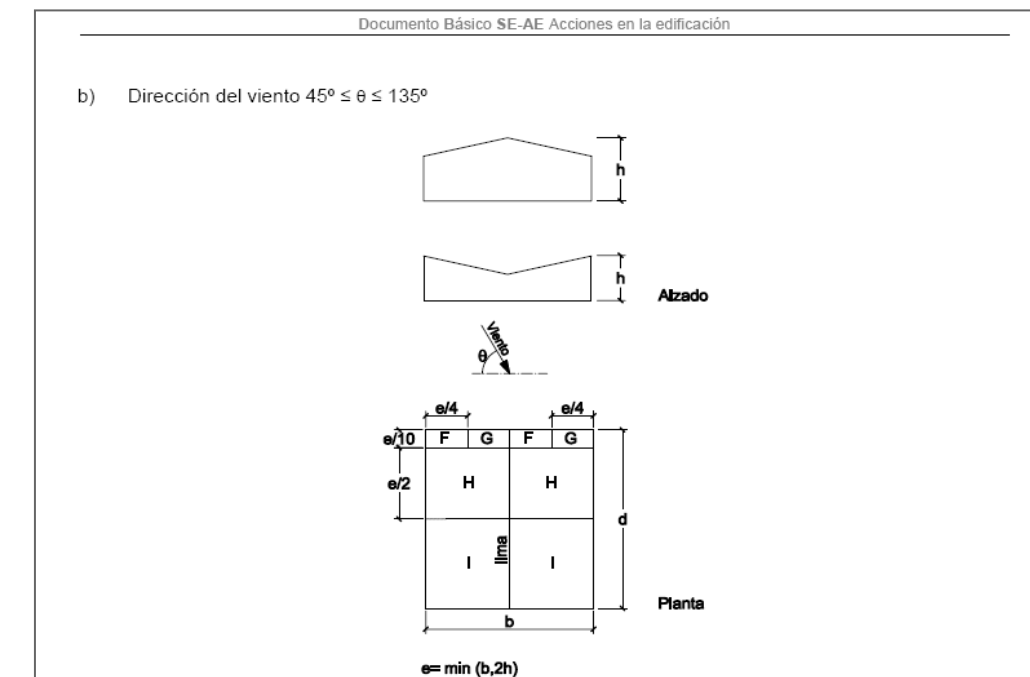


Figura 6.



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

Figura 7.

En este caso, b es igual a 42 metros, d es igual a 28 metros y e es igual a 24 metros.

Zona	Inclinación	c_e	Área(m ²)
F	45°	-1,1	44,1
G	15°	-1,3	44,1
H	15°	-0,6	441
J	15°	-0,5	58,8

Tabla 2.

- Plano 1= Plano 2

Succión. $c_e = -0,755$.

Como resumen del viento, a continuación se muestran los valores para ambos casos.

CASO 1.

- Plano 1.

Succión: $q_e = 0,42 * 2,9 * 0,1733 = 0,211kN/m^2$

Presión: $q_e = 0,42 * 2,9 * 0,44 = 0,5359kN/m^2$

- Plano 2.

Succión: $q_e = 0,42 * 2,9 * 0,4266 = 0,5195kN/m^2$

Presión: $q_e = 0,42 * 2,9 * 0,026 = 0,0316kN/m^2$

Dado que hay que estudiar el caso de que el viento sople a barlovento como a sotavento, los valores a adoptados para el cálculo serán 0,5359 kN/m² de presión en el plano 1 y 0,5195 kN/m² en el plano 2. Este es el caso más desfavorable, y como el arco es simétrico, se dispondrá la misma armadura en una mitad del arco y en la otra, y de esta manera se contempla el caso más desfavorable para ambos vientos.

CASO 2.

- Plano 1 y 2.

Succión: $q_e = 0,42 * 2,9 * 0,755 = 0,9195kN/m^2$

Además de las cargas de viento que actúan en la parte exterior de la estructura, debido a la presencia de un gran hueco en la fachada, que se corresponde con las puertas de acceso para las aeronaves, en el interior de la estructura aparecerá presión y succión interior.

El valor de la presión interior se determina según el apartado 3.3.5. "Coeficiente eólico de naves y construcciones diáfanos" del CTE-Documento Básico-Seguridad Estructural-Acciones en la Edificación, en el cual dice que si el hueco es el triple que en el resto de paramentos el coeficiente de presión interior es 0,9 veces el coeficiente de presión exterior. El valor para la presión interior es único y se considerarán dos situaciones: presión interior y succión interior, según lo expuesto en el apartado 3.3.5. del documento anteriormente mencionado.

Presión y succión: $q_i = 0,42 * 2,9 * 0,44 * 0,9 = 0,4823kN/m^2$

Este valor será el utilizado en las hipótesis para el caso 1.

Para el caso dos el valor de la presión interior es el siguiente:

Succión: $q_e = 0,42 * 2,9 * 0,755 * 0,9 = 0,8276kN/m^2$

Viento en el paramento vertical.



El valor de la carga de viento se calcula como en los casos anteriores, es decir, en el anejo D del CTE. Como en los casos anteriores obtenemos los valores de las tablas y obtenemos la resultante. En este caso el coeficiente de presión exterior que obtenemos es igual a 0,72, con lo que la carga de viento en el paramento vertical es de 0,87 kN/m².

- Acción térmica.

Los edificios y sus elementos están sometidos a deformaciones y cambios geométricos debidos a las variaciones de la temperatura ambiente exterior. La magnitud de las mismas depende de las condiciones climáticas del lugar, la orientación y de la exposición del edificio, las características de los materiales constructivos y de los acabados o revestimientos, y del régimen de calefacción y ventilación interior, así como del aislamiento térmico.

Las variaciones de la temperatura en el edificio conducen a deformaciones de todos los elementos constructivos, en particular, los estructurales, que, en los casos en los que estén impedidas, producen tensiones en los elementos afectados.

En nuestro caso en particular, las deformaciones serán muy pequeñas debido a que la estructura trabajará principalmente a tracción. Aun así, en el modelo estructural se ha introducido un gradiente de temperatura de 30°, ya que la temperatura media según el CTE se puede adoptar un valor de 10°, siendo Requena un lugar que experimenta temperaturas máximas de 40°-42°, por lo que la máxima variación de temperaturas oscila en torno a unos 30°. Solo se ha estudiado el caso más desfavorable que corresponde con los efectos de verano.

- Nieve.

La distribución y la intensidad de la carga de nieve sobre un edificio, o en particular sobre una cubierta, depende del clima del lugar, del tipo de precipitación, del relieve del entorno, de la forma del edificio o de la cubierta, de los efectos del viento, y de los intercambios térmicos en los paramentos exteriores.

Los modelos de carga de este apartado sólo cubren los casos del depósito natural de la nieve. En cubiertas accesibles para personas o vehículos, deben considerarse las posibles acumulaciones debidas a redistribuciones artificiales de la nieve. Asimismo, deben tenerse en cuenta las condiciones constructivas particulares que faciliten la acumulación de nieve.

Como valor de carga de nieve por unidad de superficie en proyecto, puede tomarse

$$q_n = u * S_k$$

Donde:

u, es el coeficiente de forma.

S_k, es el valor característico de la carga de nieve.

Determinación del valor característico de la carga de nieve.

El valor característico de la carga de nieve se obtiene del anejo E del CTE-Documento Básico-Seguridad Estructural-Acciones en la Edificación, en el cual se recogen distintos valores en función de la zona en que se encuentre ubicada la obra y la altitud.

Requena tiene una altitud de 692 metros y se encuentra en la zona 5 por lo que este valor es de 0,6 kN/m².

$$Nieve = 0,6 * 5,6 = 3,36 \frac{kN}{m}$$

Determinación del coeficiente de forma.

En cuanto al coeficiente de forma, el CTE no recoge ningún caso que se pueda asemejar a la estructura que se está tratando, por lo que del lado de la seguridad se adopta un valor para el coeficiente de forma de 1.

4.3. Acciones accidentales

- Sismo.

La acción sísmica seguirá las prescripciones estipuladas en la Norma de Construcción sismorresistente. Parte General y Edificación (NSCP-02). La aplicación de estas normas es obligatoria salvo que se trate de edificaciones de importancia normal o cuando la aceleración sísmica (a_b) sea menor a 0,04g.

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

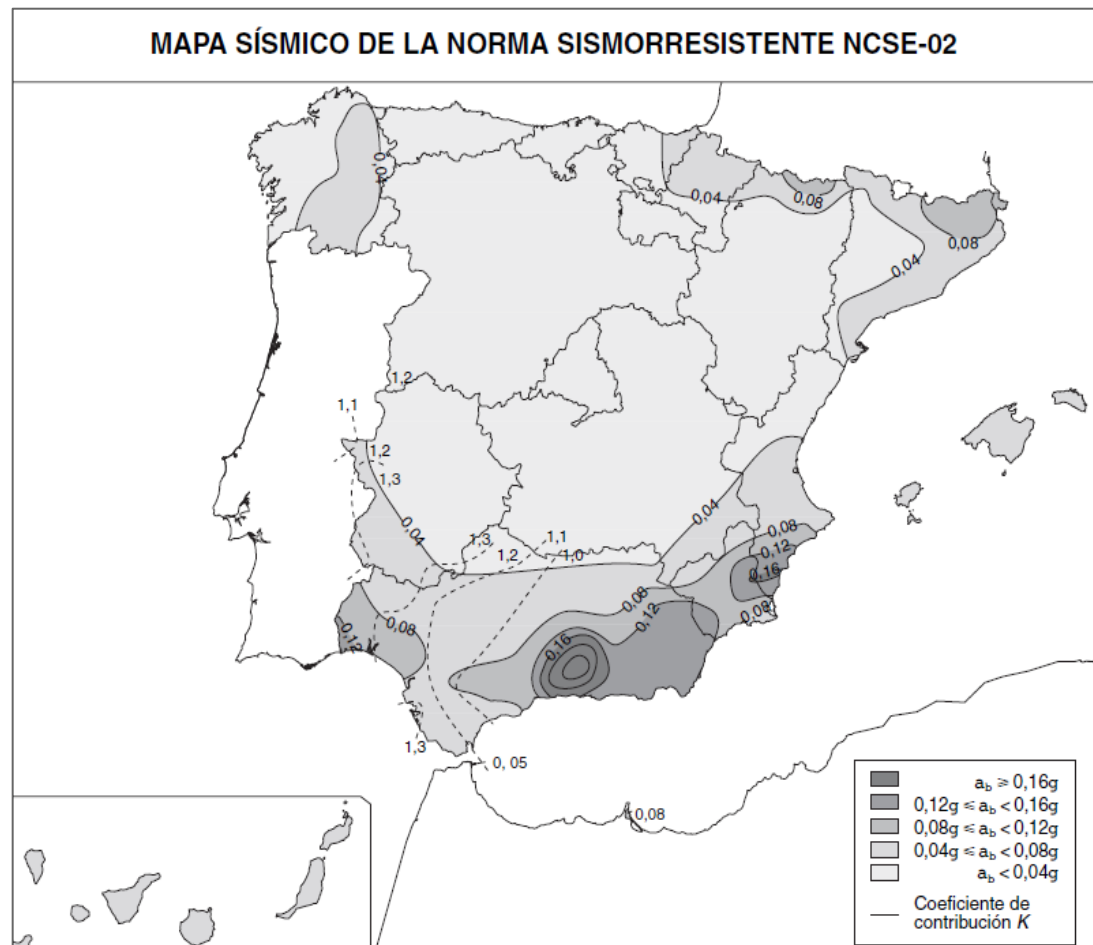


Figura 8.

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.

- Impacto de vehículos.

Al tratarse de una estructura que se encuentra retirada de cualquier vía de vehículos, el impacto de éstos no se considera. Cabe mencionar que las aeronaves podrían modelarse como carga puntual, sin embargo, el impacto de una aeronave ocasionaría grandes daños en nuestra estructura casi irreparables o que ocasionarían el colapso de la misma por lo que no se considera.

5. Combinación de las acciones.

5.1. Estados límites últimos.

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

Como estados límite últimos deben considerarse los debidos a:

- a) pérdida del equilibrio del edificio, o de una parte estructuralmente independiente, considerado como un cuerpo rígido;
- b) fallo por deformación excesiva, transformación de la estructura o de parte de ella en un mecanismo, rotura de sus elementos estructurales (incluidos los apoyos y la cimentación) o de sus uniones, o inestabilidad de elementos estructurales incluyendo los originados por efectos dependientes del tiempo (corrosión, fatiga).

Situación de proyecto persistente o transitoria.

$$\sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,j} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Donde:

$G_{K,j}$, es el valor característico de las acciones permanentes.

P, es el valor del pretensado.

$Q_{k,1}$, es el valor característico de la acción variable determinante.

$\psi_{0,i} Q_{k,i}$ es el valor representativo de combinación de las acciones variables concomitantes.

- Estado límite último de agotamiento. Coeficientes de seguridad de las acciones.

ACCIÓN	SITUACIÓN DE PROYECTO	
	Persistente o transitoria	
	Favorable	Desfavorable
Permanente	$\gamma_G=1$	$\gamma_G=1,35$
Variable	$\gamma_Q=0$	$\gamma_Q=1,5$



Tabla 3.

- Estado límite último de equilibrio. Coeficientes de seguridad de las acciones.

ACCIÓN	SITUACIÓN DE PROYECTO	
	Persistente o transitoria	
	Favorable	Desfavorable
Permanente	$\gamma_G=0,90$	$\gamma_G=1,1$
Variable	$\gamma_Q=0$	$\gamma_Q=1,5$

Tabla 4.

5.2. 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;
- 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.

Situación de proyecto: persistente o transitoria,

-Combinación característica.

$$\sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,j} \varphi_{0,i} Q_{k,i}$$

-Combinación frecuente.

$$\sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + P + \gamma_{Q,1} \varphi_{1,1} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,j} \varphi_{2,i} Q_{k,i}$$

-Combinación casi-permanente.

$$\sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + P + \sum \gamma_{Q,j} \varphi_{2,i} Q_{k,i}$$

Donde:

$G_{k,j}$, es el valor característico de las acciones permanentes.

P , es el valor del pretensado.

$Q_{k,1}$, es el valor característico de la acción variable determinante.

$\Psi_{0,i} Q_{k,i}$ es el valor representativo de combinación de las acciones variables concomitantes.

$\Psi_{1,1} Q_{k,i}$ es el valor representativo frecuente de la acción variable determinante.

$\Psi_{2,1} Q_{k,i}$ son los valores representativos cuasi-permanentes de las acciones variables con la acción determinante.

- Estados límites de servicio. Coeficientes de seguridad de las acciones.

ACCIÓN	SITUACIÓN DE PROYECTO	
	Persistente o transitoria	
	Favorable	Desfavorable
Permanente	$\gamma_G=1$	$\gamma_G=1$
Variable	$\gamma_Q=0$	$\gamma_Q=1$

Tabla 5.

5.3. Casos de carga

Para los casos de carga se han combinado las cargas permanentes con las acciones variables. Dentro de las acciones variables, la sobrecarga de uso no debe considerarse concomitante con el resto de acciones variables, es decir, con el viento y con la nieve.



En la mayoría de los casos el viento es la acción determinante por lo que la sobrecarga de uso no se considera en la mayoría de los casos. Además, en el caso de que se considerara, el valor que da el CTE ya considera la alternancia de cargas por lo que no sería necesario realizarla. Por tanto, los casos de carga considerados son los relativos al viento, para los cuales el CTE dispone la siguiente distribución para naves y construcciones diáfanas.

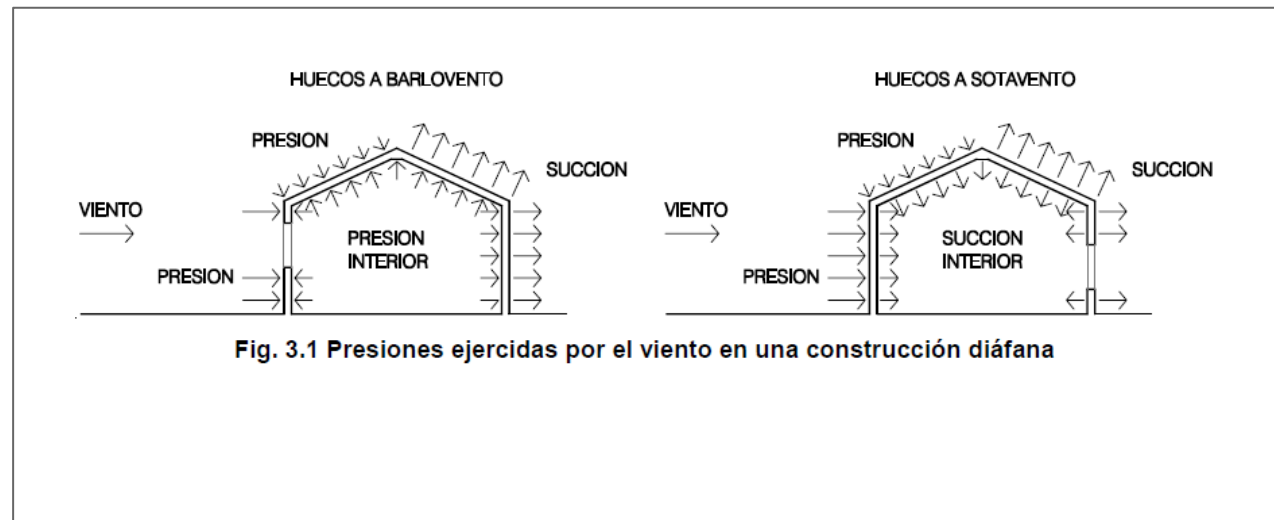


Fig. 3.1 Presiones ejercidas por el viento en una construcción diáfana

Figura 9.

5.4. Combinaciones.

A continuación se van a exponer las distintas combinaciones de las acciones que se han realizado para el cálculo de la estructura.

- ELUs de agotamiento.

ELU 1. El viento exterior actúa de presión en un plano y con succión en el otro según la disposición de la figura 3.1.

Situación persistente o transitoria				
Presión de viento en el interior				
ELU 1		valor(KN/m)	γ	Ψ
Peso propio		8,75	1,35	-
Cargas muertas		1,204	1,35	-
Sobrecarga de uso		2,24	1,5	0
Viento exterior	Presión	3,7513	1,5	-

Viento interior	Succión	3,6365	1,5	-
	Presión	3,3754	1,5	-
	Succión	-	-	-
Nieve		3,36	1,5	0,5

Tabla 6.

Situación persistente o transitoria				
Sólo se consideran cargas permanentes.				
ELU 2		valor(KN/m)	γ	Ψ
Peso propio		8,75	1,35	-
Cargas muertas		1,204	1,35	-
Sobrecarga de uso		2,24	0	0
Viento exterior	Presión	3,7513	0	0,6
	Succión	3,6365	0	0,6
Viento interior	Presión	3,3754	0	0,6
	Succión	3,3754	0	0,6
Nieve		3,36	0	0,5

Tabla 7.

ELU 3. . El viento exterior actúa de presión en un plano y con succión en el otro según la disposición de la figura 9.

Situación persistente o transitoria				
Succión de viento en el interior				
ELU 3		valor(KN/m)	γ	Ψ
Peso propio		8,75	1,35	-
Cargas muertas		1,204	1,35	-
Sobrecarga de uso		2,24	1,5	0
Viento exterior	Presión	3,7513	1,5	-
	Succión	3,6365	1,5	-
Viento interior	Presión	-	-	-
	Succión	3,3754	1,5	-
Nieve		3,36	1,5	0,5



Tabla 8.

ELU 4. Se combinan el caso 1 de viento y el caso 2, es decir, cuando el viento sopla con un ángulo de 45°, multiplicando el viento en cada dirección por seno de 45 y sumándolos para obtener la resultante. Solo se considera presión en el interior.

Situación persistente o transitoria				
Combinación caso 1 y 2 de viento				
ELU 4				
Peso propio		8,75	1,35	
Cargas muertas		1,204	1,35	
Sobrecarga de uso		2,24	1,5	0
Viento exterior	Presión	1,5036	1,5	-
	Succión	5,6408	1,5	-
Viento interior	Presión	5,1344	1,5	-
	Succión	-	-	-
Nieve		3,36	1,5	0,5

Tabla 9.

ELU 5. El viento que actúa es el correspondiente al caso 2 combinado con viento interior de presión, que se suma al anterior y es el caso más desfavorable, ya que provoca el levantamiento del arco y reduce las compresiones en el mismo.

Situación persistente o transitoria				
Succión de viento en el interior				
ELU 5				
Peso propio		8,75	1,35	-
Cargas muertas		1,204	1,35	-
Sobrecarga de uso		2,24	1,5	0
Viento exterior	Presión	-	-	-
	Succión	5,1492	1,5	-
Viento interior	Presión	-	-	-
	Succión	4,138	1,5	-
Nieve		3,36	1,5	0,5

Tabla 10.

ELU 6. SE consideran el mismo caso que el elu4, pero en este caso en el interior solo se considera succión.

Situación persistente o transitoria				
Combinación caso 1 y 2 de viento				
ELU 6				
valor(KN/m)		γ	Ψ	
Peso propio		8,75	1,35	-
Cargas muertas		1,204	1,35	-
Sobrecarga de uso		2,24	1,5	0
Viento exterior	Presión	1,5036	1,5	-
	Succión	5,6408	1,5	-
Viento interior	Presión	-	-	-
	Succión	5,1344	1,5	-
Nieve		3,36	1,5	0,5

Tabla 11.

ELU 7. Solo se considera el viento como acción variable.

Situación persistente o transitoria				
Solo se considera la nieve como acción variable.				
ELU 7				
valor(KN/m)		γ	Ψ	
Peso propio		8,75	1,35	-
Cargas muertas		1	1,35	-
Sobrecarga de uso		2,24	0	0
Viento exterior	Presión	3,7513	0	0,6
	Succión	3,6365	0	0,6
Viento interior	Presión	3,3754	0	0,6
	Succión	3,3754	0	0,6
Nieve		3,36	1,5	-

Tabla 12.

ELU 8. Se considera la nieve como acción variable determinante. El viento actúa con presión en el exterior y con succión en el interior, siendo concomitante de la nieve.



Situación persistente o transitoria				
Viento se succión en el interior.				
ELU 8		valor(KN/m)	γ	Ψ
Peso propio		8,75	1,35	-
Cargas muertas		1,204	1,35	-
Sobrecarga de uso		2,24	1,5	0
Viento exterior	Presión	3,7513	1,5	0,6
	Succión	0,2212	1,5	0,6
Viento interior	Presión	-	-	-
	Succión	3,3754	1,5	0,6
Nieve		3,36	1,5	-

Tabla 13.

• ELUs de equilibrio

Para los ELUs de equilibrio se consideran las mismas combinaciones pero con los coeficientes de seguridad para este caso en concreto.

ELU 9. El viento exterior actúa de presión en un plano y con succión en el otro según la disposición de la figura 9.

Situación persistente o transitoria				
Presión de viento en el interior				
ELU 9		valor(KN/m)	γ	Ψ
Peso propio		8,75	1,1	-
Cargas muertas		1,204	1,1	-
Sobrecarga de uso		2,24	1,5	0
Viento exterior	Presión	3,7513	1,5	-
	Succión	3,6365	1,5	-
Viento interior	Presión	3,3754	1,5	-
	Succión	-	-	-
Nieve		3,36	1,5	0,5

Tabla 14.

Situación persistente o transitoria				
Sólo se consideran cargas permanentes.				
ELU 10		valor(KN/m)	γ	Ψ
Peso propio		8,75	1,1	-
Cargas muertas		1,204	1,1	-
Sobrecarga de uso		2,24	0	0
Viento exterior	Presión	3,7513	0	0,6
	Succión	3,6365	0	0,6
Viento interior	Presión	3,3754	0	0,6
	Succión	3,3754	0	0,6
Nieve		3,36	0	0,5

Tabla 15.

ELU 11 . El viento exterior actúa de presión en un plano y con succión en el otro según la disposición de la figura 9.

Situación persistente o transitoria				
Succión de viento en el interior				
ELU 11		valor(KN/m)	γ	Ψ
Peso propio		8,75	1,1	-
Cargas muertas		1,204	1,1	-
Sobrecarga de uso		2,24	1,5	0
Viento exterior	Presión	3,7513	1,5	-
	Succión	3,6365	1,5	-
Viento interior	Presión	-	-	-
	Succión	3,3754	1,5	-
Nieve		3,36	1,5	0,5

Tabla 16.

ELU 12. Se combinan el caso 1 de viento y el caso 2, es decir, cuando el viento sopla con un ángulo de 45°, multiplicando el viento en cada dirección por seno de 45 y sumándolos para obtener la resultante. Solo se considera presión en el interior.

Situación persistente o transitoria				
-------------------------------------	--	--	--	--



Combinación caso 1 y 2 de viento				
ELU 12				
Peso propio		8,75	1,1	
Cargas muertas		1,204	1,1	
Sobrecarga de uso		2,24	1,5	0
Viento exterior	Presión	1,5036	1,5	-
	Succión	5,6408	1,5	-
Viento interior	Presión	5,1344	1,5	-
	Succión	-	-	-
Nieve		3,36	1,5	0,5

Tabla 17.

ELU 13. El viento que actúa es el correspondiente al caso 2 combinado con viento interior de presión, que se suma al anterior y es el caso más desfavorable, ya que provoca el levantamiento del arco y reduce las compresiones en el mismo.

Situación persistente o transitoria				
Succión de viento en el interior				
ELU 13		valor(KN/m)	γ	Ψ
Peso propio		8,75	1,1	-
Cargas muertas		1,204	1,1	-
Sobrecarga de uso		2,24	1,5	0
Viento exterior	Presión	-	-	-
	Succión	5,1492	1,5	-
Viento interior	Presión	-	-	-
	Succión	4,138	1,5	-
Nieve		3,36	1,5	0,5

Tabla 18.

ELU 14. SE consideran el mismo caso que el elu4, pero en este caso en el interior solo se considera succión.

Situación persistente o transitoria				
Combinación caso 1 y 2 de viento				
ELU 14		valor(KN/m)	γ	Ψ

Peso propio		8,75	1,1	-
Cargas muertas		1,204	1,1	-
Sobrecarga de uso		2,24	1,5	0
Viento exterior	Presión	1,5036	1,5	-
	Succión	5,6408	1,5	-
Viento interior	Presión	-	-	-
	Succión	5,1344	1,5	-
Nieve		3,36	1,5	0,5

Tabla 19.

ELU 15. Solo se considera el viento como acción variable.

Situación persistente o transitoria				
Solo se considera la nieve como acción variable.				
ELU 15		valor(KN/m)	γ	Ψ
Peso propio		8,75	1,1	-
Cargas muertas		1	1,35	-
Sobrecarga de uso		2,24	0	0
Viento exterior	Presión	3,7513	0	0,6
	Succión	3,6365	0	0,6
Viento interior	Presión	3,3754	0	0,6
	Succión	3,3754	0	0,6
Nieve		3,36	1,5	-

Tabla 20.

ELU 16. Se considera la nieve como acción variable determinante. El viento actúa con presión en el exterior y con succión en el interior, siendo concomitante de la nieve.

Situación persistente o transitoria				
Viento se succión en el interior.				
ELU 16		valor(KN/m)	γ	Ψ
Peso propio		8,75	1,1	-



Cargas muertas		1,204	1,1	-
Sobrecarga de uso		2,24	1,5	0
Viento exterior	Presión	3,7513	1,5	0,6
	Succión	0,2212	1,5	0,6
Viento interior	Presión	-	-	-
	Succión	3,3754	1,5	0,6
Nieve		3,36	1,5	-

Tabla 21.

• ELS.

Para los estados límites de servicio se han tenido en cuenta las mismas combinaciones que para los ELUs, con la diferencia de que para cada combinación se han realizado la combinación característica, la frecuente y la casi-permanente, puesto que a la hora de comprobar limitación de tensiones y abertura de fisura serán necesarias.

Situación persistente o transitoria						
Presión de viento en el interior						
ELS 1	valor(KN/m)	γ	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	
Peso propio	8,75	1	-	-	-	
Cargas muertas	1,204	1	-	-	-	
Sobrecarga de uso	2,24	1	0	0	0	
Viento exterior	Presión	3,7513	1	0,6	0,5	0
	Succión	3,6365	1	0,6	0,5	0
Viento interior	Presión	3,3754	1	0,6	0,5	0
	Succión	-	-	-	-	-
Nieve	3,36	1	0,5	0,2	0	

Tabla 22.

Situación persistente o transitoria						
Sólo se consideran cargas permanentes.						
ELS 2	valor(KN/m)	γ	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	

Peso propio		8,75	1	-	-	-
Cargas muertas		1,204	1	-	-	-
Sobrecarga de uso		2,24	0	0	0	0
Viento exterior	Presión	3,7513	0	0,6	0,5	0
	Succión	3,6365	0	0,6	0,5	0
Viento interior	Presión	3,3754	0	0,6	0,5	0
	Succión	3,3754	0	0,6	0,5	0
Nieve		3,36	0	0,5	0,2	0

Tabla 23.

Situación persistente o transitoria						
Succión de viento en el interior						
ELS 3	valor(KN/m)	γ	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	
Peso propio	8,75	1	-	-	-	
Cargas muertas	1,204	1	-	-	-	
Sobrecarga de uso	2,24	1	0	0	0	
Viento exterior	Presión	3,7513	1	0,6	0,5	0
	Succión	3,6365	1	0,6	0,5	0
Viento interior	Presión	-	-	0,6	0,5	0
	Succión	3,3754	1	0,6	0,5	0
Nieve	3,36	1	0,5	0,2	0	

Tabla 24.

Situación persistente o transitoria						
Combinación caso 1 y 2 de viento						
ELS 4	valor(KN/m)	γ	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	
Peso propio	8,75	1	-	-	-	
Cargas muertas	1,204	1	-	-	-	
Sobrecarga de uso	2,24	1	0	0	0	
Viento exterior	Presión	1,5036	1	0,6	0,5	0
	Succión	5,6408	1	0,6	0,5	0



Viento interior	Presión	5,1344	-	0,6	0,5	0
	Succión	-	-	-	-	-
Nieve		3,36	1	0,5	0,2	0

Tabla 25.

Situación persistente o transitoria						
Succión de viento en el interior						
ELS 5		valor(KN/m)	γ	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Peso propio		8,75	1	-	-	-
Cargas muertas		1,204	1	-	-	-
Sobrecarga de uso		2,24	1	0	0	0
Viento exterior	Presión	-	-	-	-	-
	Succión	5,1492	1	0,6	0,5	0
Viento interior	Presión	-	-	-	-	-
	Succión	4,138	1	0,6	0,5	0
Nieve		3,36	1	0,5	0,2	0

Tabla 26.

Situación persistente o transitoria						
Combinación caso 1 y 2 de viento						
ELS 6		valor(KN/m)	γ	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Peso propio		8,75	1	-	-	-
Cargas muertas		1,204	1	-	-	-
Sobrecarga de uso		2,24	1	0	0	0
Viento exterior	Presión	1,5036	1	0,6	0,5	0
	Succión	5,6408	1	0,6	0,5	0
Viento interior	Presión	-	-	-	-	-
	Succión	5,1344	1	0,6	0,5	0
Nieve		3,36	1	0,5	0,2	0

Tabla 27.

Situación persistente o transitoria						
Solo se considera la nieve como acción variable.						
ELS 7		valor(KN/m)	γ	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Peso propio		8,75	1	-	-	-
Cargas muertas		1,204	1	-	-	-
Sobrecarga de uso		2,24	1	0	0	0
Viento exterior	Presión	3,7513	0	0,6	0,5	0
	Succión	3,6365	0	0,6	0,5	0
Viento interior	Presión	3,3754	0	0,6	0,5	0
	Succión	3,3754	0	0,6	0,5	0
Nieve		3,36	1	0,5	0,2	0

Tabla 28.

Situación persistente o transitoria						
Viento se succión en el interior.						
ELS 8		valor(KN/m)	γ	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Peso propio		8,75	1	-	-	-
Cargas muertas		1,204	1	-	-	-
Sobrecarga de uso		2,24	1	0	0	0
Viento exterior	Presión	3,7513	0	0,6	0,5	0
	Succión	0,2212	0	0,6	0,5	0
Viento interior	Presión	-	-	-	-	-
	Succión	3,3754	0	0,6	0,5	0
Nieve		3,36	1	0,5	0,2	0

Tabla 29.

6. Cuadro de materiales.

En lo que respeta a hormigón:



Elemento	Designación	Control	fck	fcd	γ	Ecm
Arco	HA-30	Normal	30	20	1,5	32836,568
Zapata	HA-25	Normal	25	16,666667	1,5	31475,806
Tirante	HA-25	Normal	25	16,666667	1,5	31475,806
Losa	HA-25	Normal	25	0	1,5	20575,466

Tabla 30.

Coefficiente de Poisson : $\nu=0,3$

Coefficiente de dilatación térmica : $\alpha=1.2 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$

En lo que respecta al acero:

Elemento	Designación	Control	f _{yk}	f _{yd}	γ	E
Arco	B 500 S	Normal	500	434,782609	1,15	210000
Zapata	B 500 S	Normal	500	434,782609	1,15	210000
Tirante	B 500 S	Normal	500	476,190476	1,05	210000
Correa	S275	Normal	275	261,904762	1,05	210000
HEB	S275	Normal	275	261,904762	1,05	210000
UPN	S275	Normal	275	261,904762	1,05	210000

Tabla 31.

Densidad : $\gamma=7850 \text{ kg/m}^3$

Módulo de elasticidad transversal : $G= 81000 \text{ N/mm}^2$

Coefficiente de Poisson : $\nu=0,3$

Coefficiente de dilatación térmica : $\alpha=1.2 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$

7. Modelo empleado en el dimensionamiento.

Para poder dimensionar los distintos elementos que tienen función estructural, se han diseñado tres modelos estructurales para el cálculo de esfuerzos y desplazamientos en dichos elementos. A continuación se exponen los tres casos utilizados.

7.1. Modelo para el dimensionamiento del arco

Para el dimensionamiento del arco, se ha obtenido las coordenadas del mismo cada metro, y uniendo esas coordenadas mediante líneas rectas para conformar el arco. Los apoyos del arco están unidos mediante un cable. Tras tener la geometría definida, se ha introducido en el programa de cálculo SAP 2000.

En el programa SAP 2000, primero se han definido los materiales, asignando hormigón 30/37 al arco. Para el cable se ha utilizado un acero S275. A continuación al arco se le ha asignado una sección rectangular de 0,5x0,7 metros. Para la modelización del cable, éste ha sido introducido como una barra de sección circular maciza de 10 centímetros de diámetro. El que se introduzca como cable responde a que la única función del cable es trabajar traccionado para absorber los empujes horizontales en los apoyos del arco. Debido a que el cable estará apoyado en el terreno, siempre va a mantener su horizontalidad, por lo que no es necesario definir en SAP 2000 las deformaciones que sufriría en caso de estar colgando.

Los apoyos del arco se han definido mediante una articulación en uno de ellos y un carrito en el otro. Gracias al cable, se puede modelizar mediante un carrito este apoyo sin que sufra grandes deformaciones. Se han desconectados los momentos en los extremos del cable para que trabaje únicamente frente a esfuerzos axiales.

Tras tener toda la geometría, materiales y secciones definidos, se han introducido las distintos tipos de carga, distinguiendo entre carga muerta, a la que pertenecen el peso propio de la estructura y la carga muerta, y cargas vivas, en las que se incluyen la nieve y la sobrecarga de uso. El viento se ha definido como carga de viento (wind). A continuación, se han asignado las cargas al arco, como cargas lineales, cargas muertas y cargas vivas se han introducido como fuerzas gravitatorias, mientras que el viento se ha introducido en relaciones a los ejes locales del arco, para que quedará perpendicular en cualquier punto del arco.

Por último, se han definido todas las combinaciones, tanto ELUs como ELS que se han desarrollado en el punto 5.4 de este documento.

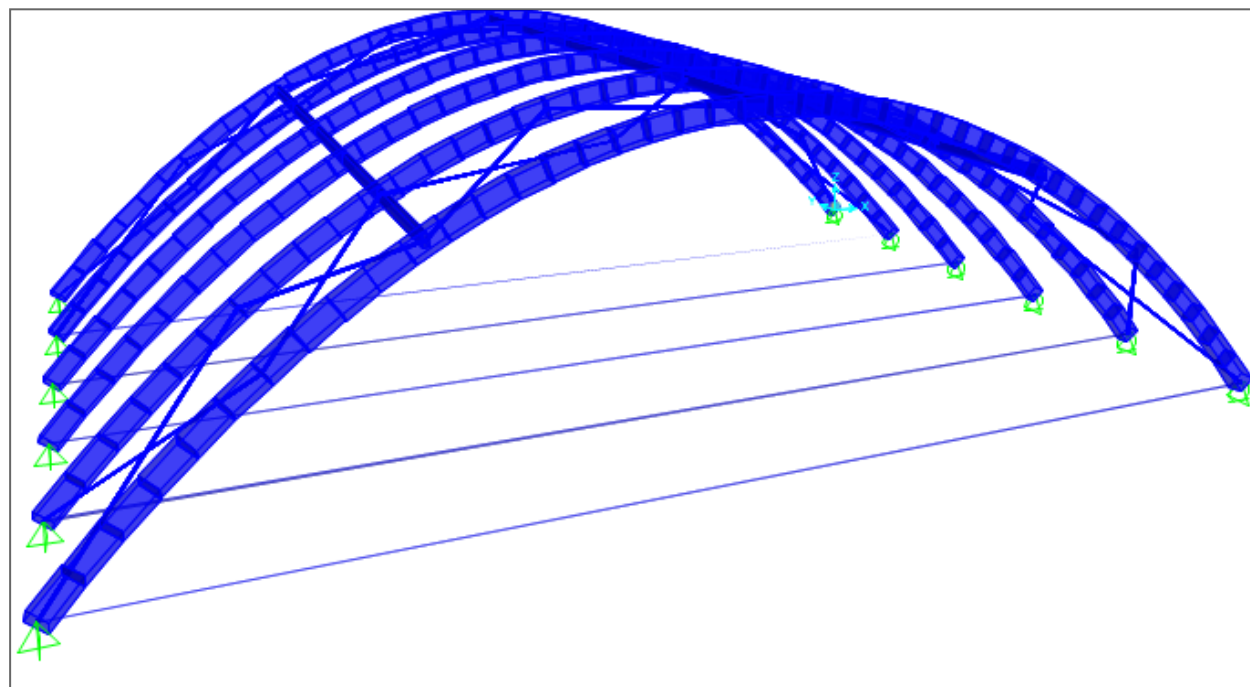


Figura 10.

7.2. Modelo para el dimensionamiento de elementos estabilizadores entre arcos.

Una vez han quedado modelizados los 6 arcos que van a formar el hangar, he procedido a estudiar la estabilidad de la estructura en el plano perpendicular a los arcos. Para ello, la única fuerza desestabilizadora que nos encontramos es el viento actuando perpendicularmente a la fachada. El viento causa el desplome horizontal de los arcos, por lo que serán necesarios una serie de elementos para que den estabilidad estructural a todo el conjunto de la estructura.

Por todo ello, se han colocado riostras entre los dos huecos extremos que delimitan los arcos. Para ello se ha definido la geometría en un programa de dibujo y se ha importado a SAP 2000 donde se les ha asignado secciones UPN 120 con acero S275. Además de las riostras, se han introducido dos vigas longitudinales de sección cuadrada de espesor de chapa de 10 milímetros. Las dimensiones de las vigas son de 0,2x0,2 metros con acero S275. Éstas dos vigas tienen la función de contabilizar la rigidez que todas las correas dispuestas en la realidad para sujetar el cerramiento van a aportar frente a fuerzas horizontales. El viento actúa con un valor obtenido del CTE sobre toda la fachada vertical, por lo que se ha sacado la resultante y

se ha dividido por la longitud total del arco, para aplicar la fuerza de viento como una carga horizontal lineal aplicada en todo el arco.

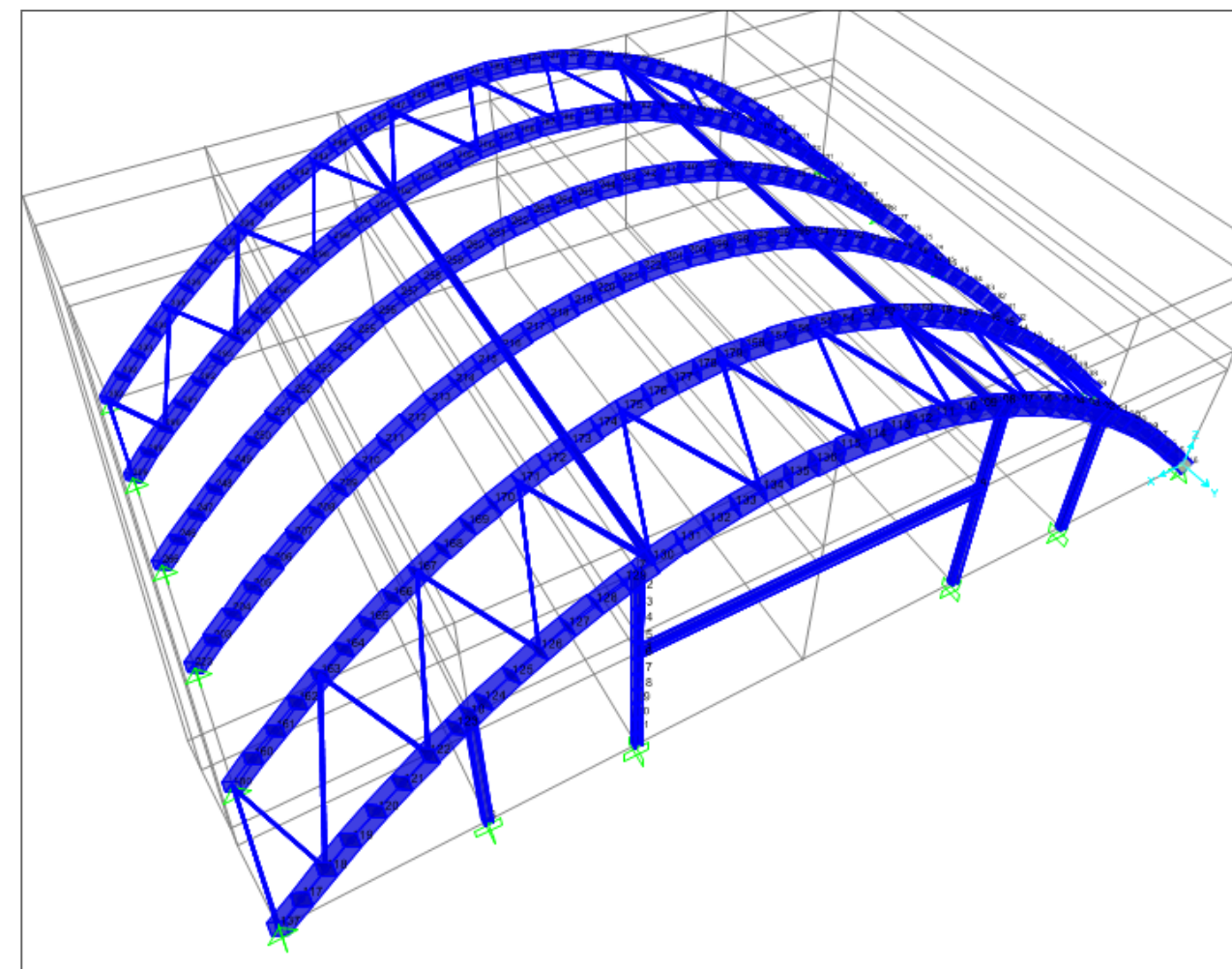


Figura 11.

7.3 Modelo para el dimensionamiento de la fachada vertical.

El modelo empleado para el dimensionamiento de las fachadas verticales parte del modelo usado para determinar las correas y elementos de arriostramiento. Simplemente, se han añadido en la fachada principal 4 pilares, separados 7,6 y 6 metros entre ellos, dejando un hueco para las puertas del hangar de 15 metros de longitud y 6 metros de altura.

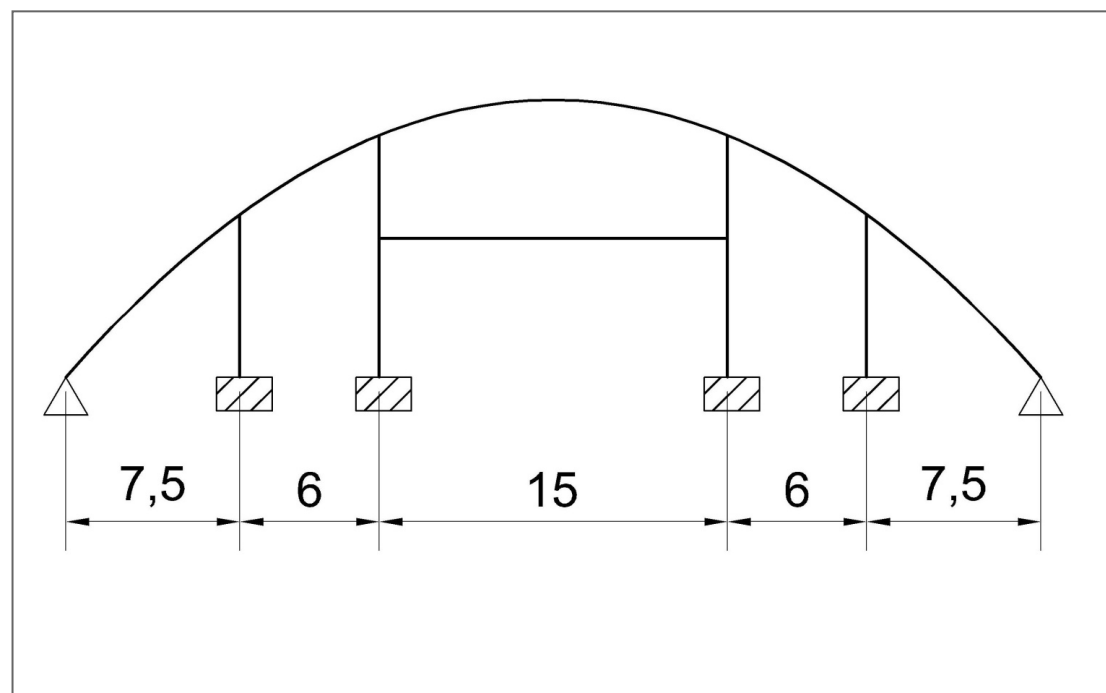


Figura 12.

La fachada de atrás tiene la misma disposición con un pilar en medio del hueco principal, ya que solo se disponen puertas en una fachada.

En la cabeza de los pilares se ha desconectado los momentos en las dos direcciones y el cortante en el plano del arco, con la finalidad de que los pilares transmitan únicamente la carga que recibe la fachada del viento al arco, y evitar que el arco interactúe en las demás direcciones con los pilares, ya que se producirían coacciones que harían que el arco funcionase peor. De esta manera los pilares se encuentran articulados en cabeza, mientras que en la base están empotrados.

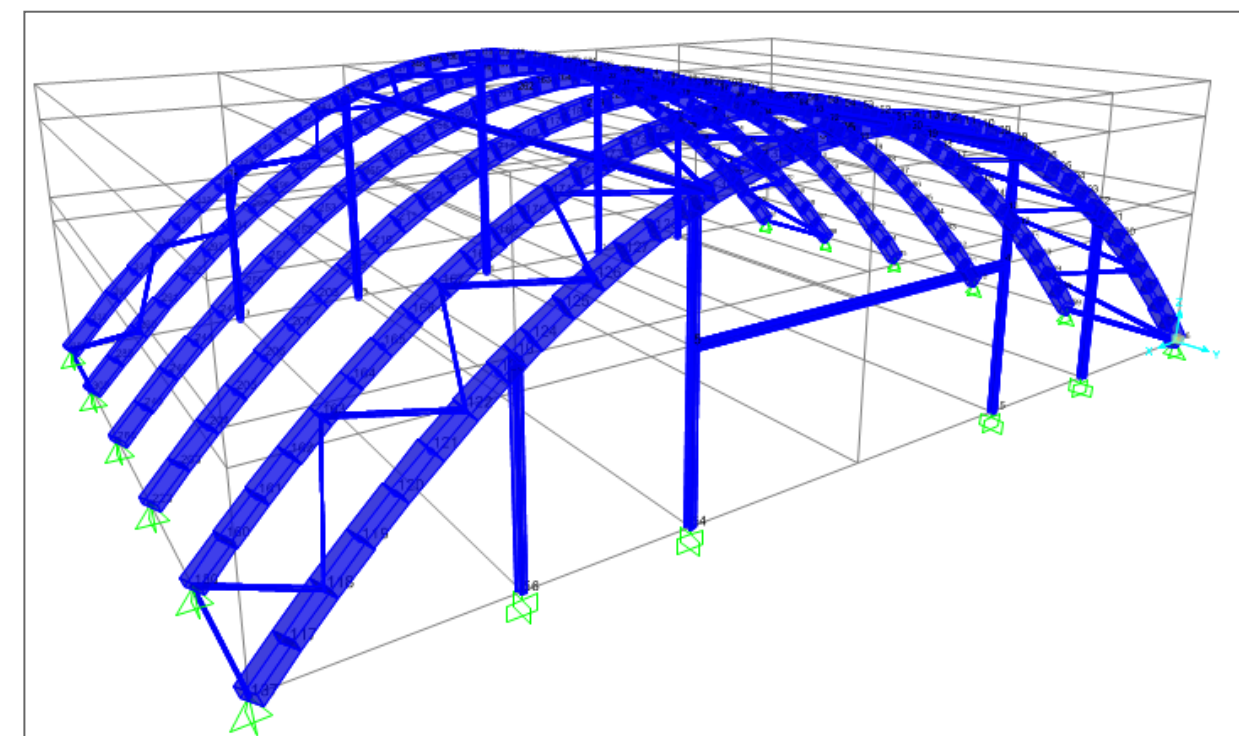


Figura 13.

8. Dimensionamiento frente a solicitaciones normales

Para poder determinar la armadura del arco, que cumpla todas las exigencias que estipula el EC-2, así como verificar la limitación de tensiones y la abertura de fisura, se ha realizado una hoja Excel.

En primer lugar, la hoja Excel pide unos datos de entrada, que se corresponden con la geometría de la sección, posición de las armaduras pasivas y características de los materiales, que son los mostrados en la siguiente tabla:

GEOMETRIA DE LA SECCIÓN	
BASE SECCIÓN (b)	0,5 m
ALTURA SECCIÓN (h)	0,7 m
ELEMENTO	
SELECCIONE ELEMENTO	VIGA
MATERIALES	
Clase de exposición	XC1
Vida útil	100 años
¿Cemento adecuado?	SI



Tamaño máximo del árido	20 mm
Coef hormigón (γ_c)	1,5
clase estructural	S 6
Fck	30 MPa
fcd	20,0 MPa
Ecm	32836,6 MPa
SELECCIONA TIPO HORMIGÓN	ARMADO
ARMADURAS	
Coef acero (γ_s)	1,15
Es	200000 MPa
ARMADURA LONGITUDINAL	
Diámetro armadura longitudinal As	20 mm
Diámetro armadura longitudinal As'	16 mm
fyk	500 MPa
fyd	434,8 MPa
¿Barras aisladas?	SI
Barras aisladas	
ARMADURA TRANSVERSAL	
Diámetro armadura transversal	10 mm
fywk	500 MPa
fywd	434,8 MPa

En primer lugar, se procede al cálculo de los recubrimientos:

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

Clase de exposición $\rightarrow$ XC1

Clase estructural $\rightarrow$ S6

Para la clase XC1, se establece una resistencia mínima del hormigón de 25 Mpa.

El recubrimiento nominal queda definido como:

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

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

donde :

$\Delta c_{dur,\gamma}$ es el término de seguridad adicional.

$\Delta c_{dur,st}$ es el término de reducción por uso de acero inoxidable.

$\Delta c_{dur,add}$ es el término de reducción por uso de protección adicional.

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

En este caso en concreto:

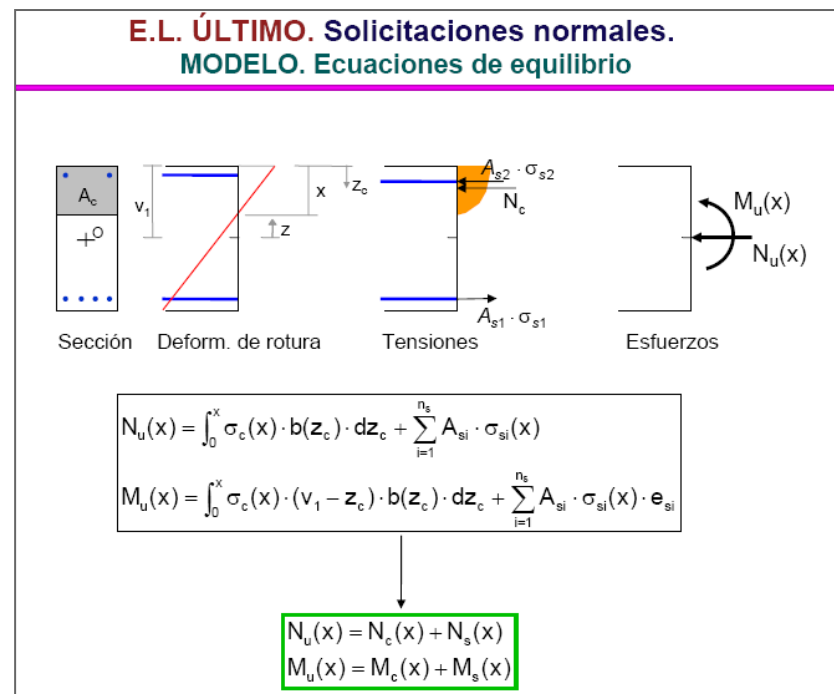
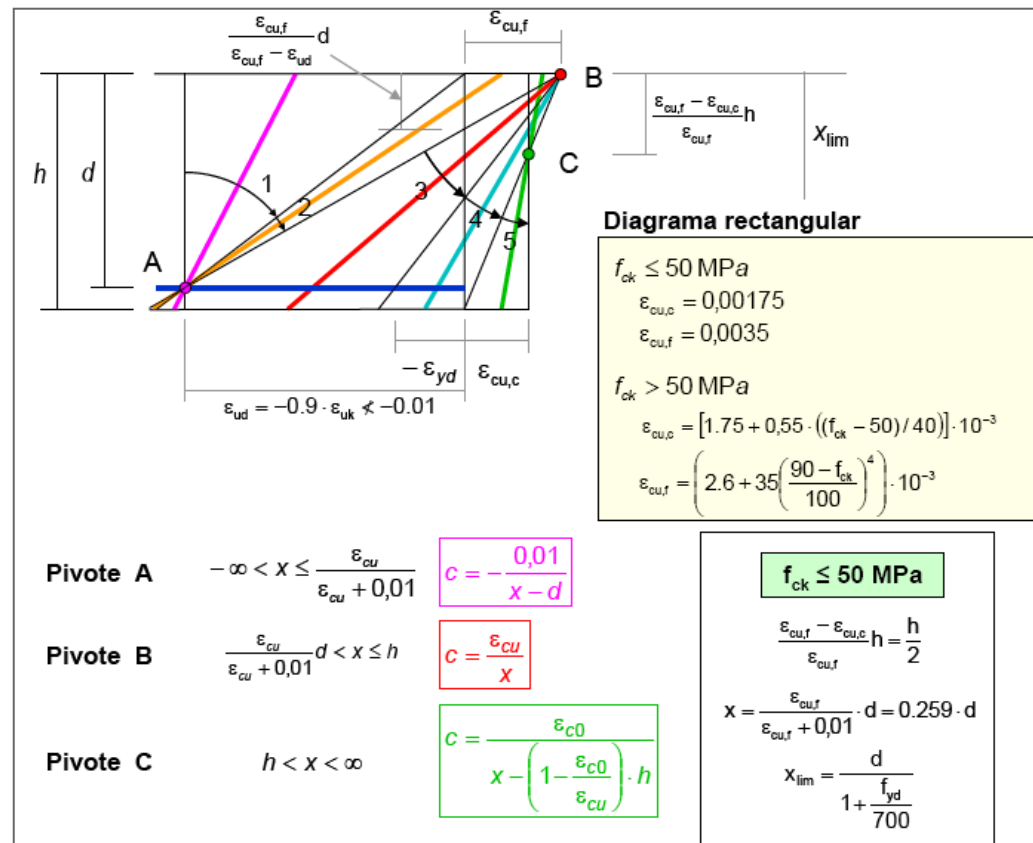
$$c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add} = 30mm;$$

$$c_{nom} = 30 + 10 = 40mm$$

Cmin	30			
Cmin,b	20			
		$\Delta C_{dur,\gamma}$	$\Delta C_{dur,st}$	$\Delta C_{dur,add}$
Cmin,dur	30	0	0	0
Δc_{dev}	10			
Cnon	40			
R,mec	60			

Una vez quedan definidas la geometría y los materiales a emplear, comenzamos a realizar el dimensionamiento. Para ello introducimos axil, flector y cortante. Se realizará el dimensionamiento frente a solicitaciones normales, para lo que es necesario definir los dominios de deformación, criterios de rotura, y obtener la zona de dimensionamiento en la que nos encontramos:

- Dominios de deformación.



λ	0,8
η	1
$\epsilon_{cu,c}$	0,00175
$\epsilon_{cu,f}$	0,0035
ϵ_{ud}	0,01
d	0,64 m
d'	0,06 m
A_c	0,35 m ²
S_c	0 m ³
I_c	0,014291667 m ⁴
x_{lim}	0,394789272 m
x_{a-b}	0,165925926 m
$x_{lim,c}$	
PIVOTANDO EN B	
$x_{lim,c}$	0,158360656 m
¿Pivota en B?	NO
PIVOTANDO EN A	
$x_{lim,c}$	0,163571429 m
¿Pivota en A?	SI

σ_s	177,77 Mpa
------------	------------

$M1c(-\infty)$	0 kNm
$M1c(x_{lim})$	1522,573651 kNm
$M1c(+\infty)$	2030 kNm
$M1Ed$	589,5 kNm

$M2c(-\infty)$	0 kNm
$M2c(x_{lim})$	-309,248571 kNm
$M2c(+\infty)$	-2030 kNm
$M2Ed$	270,5 kNm



Las capturas realizadas no recogen los valores del caso que se está tratando, simplemente son un ejemplo de la organización y funcionamiento de la hoja Excel.

$$x_{lim} = \frac{d}{1 + \frac{f_{yd}}{700}}$$

$$M_{1c}(x_{lim}) = f_{cd} * 0,8x_{lim} * b * (d - \frac{x_{lim}}{2})$$

$$M_{2c}(x_{lim}) = f_{cd} * 0,8x_{lim} * b * (d' - \frac{x_{lim}}{2})$$

$$M_{1c}(\infty) = f_{cd} * b * h * (d - v_1)$$

$$M_{2c}(\infty) = f_{cd} * b * h * (d' - v_1)$$

Para dimensionar las secciones de hormigón, se ha delimitado la zona de dimensionamiento como se puede ver en la tabla superior y todas ellas quedan en la ZONA C, esto quiere decir que solo es necesaria armadura inferior por cálculo:

$$M_{1Ed} = M_{1c}(x) + \sigma_s(x) * A'_s$$

$$x_0 \leq x_{lim} \rightarrow A_s = \frac{M_{2Ed} - M_{2c}(x_0)}{f_{yd} * (d - d')}$$

El dimensionamiento en dos capas nos proporcionará la armadura necesaria para la sección estudiada por cálculo, pero es necesario comprobar que esta armadura no sea inferior a la obtenida por mínimos mecánicos y geométricos, y tampoco sea superior a la máxima armadura que se nos permite para el área de hormigón.

- Área longitudinal mínima de tracción para control de la figuración.

$$A_{s,min} * \sigma_s = k_c * k * f_{ct,eff} * A_{ct}$$

- Área longitudinal mínima de tracción para evitar la rotura frágil.

$$A_{s,min} = f_{yd} * \frac{f_{ct,m,fl}}{4,8} * b * h$$

- Área longitudinal máxima de tracción o de compresión.

$$A_{s,max} = 0,04 * A_c$$

- Área longitudinal mínima de compresión.

$$f_{yk} = 400Mpa \rightarrow A_{s,min} = 0,00099 * A_c$$

$$f_{yk} = 500Mpa \rightarrow A_{s,min} = 0,00084 * A_c$$

8.1. Determinación de la armadura necesaria.

Para determinar la armadura necesaria en el arco, se estudiaron las distintas combinaciones de acciones y se estudio el arco en secciones de dos metros, para las cuales se obtenían la combinación de axil-flector más desfavorable y se introducían en la hoja Excel que proporcionaba la armadura necesaria por cálculo. Seguidamente, se determinaba la armadura por mínimos, que es la misma para todo el arco por ser de sección constante, y se disponía la más restrictiva. Además en la cuantía de armadura por cálculo que obtenemos de la hoja Excel, también están implementado el incremento de tracción debido al cortante.

En la siguiente tabla, que recoge los valores más restrictivos entre mínimos y calculo, se pueden ver los resultados obtenidos:

armadura superior	elu 1	elu 3	elu 4	elu 5	elu 8	armadura final superior (cm ²)
42 y 21	2,94	2,94	2,94	8,21	2,94	8,21
22 y 23	2,94	2,94	2,94	8,21	2,94	8,21
24 y 25	2,94	2,94	2,94	8,21	2,94	8,21
26 y 27	2,94	2,94	2,94	8,21	2,94	8,21
28 y 29	2,94	2,94	2,94	8,21	2,94	8,21
30 y 31	2,94	2,94	2,94	8,21	2,94	8,21
32 y 33	2,94	2,94	2,94	2,94	8,21	2,94
34 y 35	2,94	2,94	2,94	2,94	8,21	2,94
36 y 37	2,94	2,94	2,94	2,94	8,21	2,94
38 y 39	2,94	2,94	2,94	2,94	8,21	2,94
40 y 20	2,94	8,21	2,94	2,94	8,21	8,21
19 y 18	8,21	8,21	2,94	2,94	8,21	8,21
17 y 16	8,21	8,21	8,21	2,94	8,21	8,21
15 y 14	8,21	8,21	8,21	2,94	8,21	8,21
13 y 12	8,39	8,21	8,21	2,94	2,94	8,39
11 y 10	10,7	8,21	10,97	8,21	2,94	10,97
9 y 8	11,44	8,21	12,06	8,21	2,94	12,06



7 y 6	11,92	8,21	13,53	8,21	2,94	13,53
5 y 4	9,69	8,21	12,59	8,21	2,94	12,59
3 y 2	8,21	8,21	10,39	8,21	2,94	10,39
1 y 41	8,21	8,21	8,21	8,21	2,94	8,21

Tabla 32.

armadura inferior	elu 1	elu 3	elu 4	elu 5	elu 8	armadura final inferior (cm ²)
42 y 21	8,21	8,21	8,21	2,94	8,21	8,21
22 y 23	8,21	8,21	8,21	2,94	8,21	8,21
24 y 25	8,21	8,21	8,21	2,94	8,21	8,21
26 y 27	8,94	10,13	8,21	2,94	8,21	10,13
28 y 29	10,36	10,34	8,21	2,94	8,21	10,34
30 y 31	10,92	9,16	8,54	2,94	8,21	10,92
32 y 33	9,81	8,21	9,52	8,21	2,94	9,81
34 y 35	8,21	8,21	9,89	8,21	2,94	9,89
36 y 37	8,21	8,21	9,29	8,21	2,94	9,29
38 y 39	8,21	8,21	8,21	8,21	2,94	8,21
40 y 20	8,21	2,94	8,21	8,21	2,94	8,21
19 y 18	2,94	2,94	8,21	8,21	2,94	8,21
17 y 16	2,94	2,94	2,94	8,21	2,94	8,21
15 y 14	2,94	2,94	2,94	8,21	2,94	8,21
13 y 12	2,94	2,94	2,94	8,21	8,21	8,21
11 y 10	2,94	2,94	2,94	2,94	8,21	2,94
9 y 8	2,94	2,94	2,94	2,94	8,21	2,94
7 y 6	2,94	2,94	2,94	2,94	8,21	2,94
5 y 4	2,94	2,94	2,94	2,94	8,21	2,94
3 y 2	2,94	2,94	2,94	2,94	8,21	2,94
1 y 41	2,94	2,94	2,94	2,94	8,21	2,94

Tabla 33.

Éste es el resumen de las armaduras para el caso de viento soplando en una dirección y un sentido, por tanto, cuando sople con la misma dirección pero sentido contrario, la armadura más restrictiva tanto superior como inferior se deberán colocar simétricamente a uno y otro lado del arco.

El resumen final de las armaduras necesarias tanto por calculo como por mínimos queda recogido en la siguiente tabla:

resumen	superior (cm2)	inferior (cm2)
42 y 21	6,98	6,98
22 y 23	10,39	6,98
24 y 25	12,59	6,98
26 y 27	13,53	10,13
28 y 29	12,06	10,34
30 y 31	10,97	10,92
32 y 33	8,39	9,81
34 y 35	6,98	9,89
36 y 37	6,98	9,29
38 y 39	6,98	6,98
40 y 20	6,98	6,98
19 y 18	6,98	6,98
17 y 16	6,98	9,29
15 y 14	6,98	9,89
13 y 12	8,39	9,81
11 y 10	10,97	10,92
9 y 8	12,06	10,34
7 y 6	13,53	10,13
5 y 4	12,59	6,98
3 y 2	10,39	6,98
1 y 41	6,98	6,98

Tabla 34.

En la página 29 se muestra el arco con la asignación de barras correspondientes a las tablas de las armaduras.

8.2. Armadura a disponer.

En la siguiente tabla se muestras el número y los diámetros a disponer en el arco.

resumen	superior	inferior
---------	----------	----------



	(cm2)	(cm2)
42 y 21	4Ø20	3Ø20
22 y 23	4Ø20	3Ø20
24 y 25	5Ø20	3Ø20
26 y 27	5Ø20	4Ø20
28 y 29	4Ø20	4Ø20
30 y 31	4Ø20	4Ø20
32 y 33	4Ø16	4Ø20
34 y 35	4Ø16	4Ø20
36 y 37	4Ø16	4Ø20
38 y 39	4Ø16	3Ø20
40 y 20	4Ø16	3Ø20
19 y 18	4Ø16	3Ø20
17 y 16	4Ø16	3Ø20
15 y 14	4Ø16	4Ø20
13 y 12	4Ø16	4Ø20
11 y 10	4Ø20	4Ø20
9 y 8	4Ø20	4Ø20
7 y 6	5Ø20	4Ø20
5 y 4	5Ø20	3Ø20
3 y 2	4Ø20	3Ø20
1 y 41	4Ø20	3Ø20

Tabla 35.

La armadura base inferior serán 3 redondos del 20, a las que se le sumará una barra del 20 como refuerzo. La longitud de solapo del refuerzo viene dado por las siguientes expresiones:

$$fbd = 2,25 * \eta_1 * \eta_2 * fctd$$

$$fctd = 0,7 * fctm \rightarrow fctm = 0,3 * fck^{2/3} \rightarrow \text{Para } fck = 30MPa \rightarrow fctd = 1,35MPa$$

La zona en la que se encuentra la armadura es zona de buena adherencia con lo que:

$$fbd = 2,25 * \eta_1 * \eta_2 * fctd \rightarrow fbd = 3,04 MPa$$

$$\text{Longitud básica de anclaje} \rightarrow lb = \frac{\phi}{4} * \frac{fyd}{fbd} \text{ con } \phi 20 \text{ y } fyd = 434,78MPa \text{ lb} \\ = 71,51 cm$$

$$Lb, rqd = lb * \frac{As, nec}{As, real} = 71,51 * \frac{10,13}{12,56} = 57,67cm \rightarrow 59cm$$

A esos 59 centímetros que corresponde con la longitud de solape, hay que sumarle un canto útil que tiene un valor de 0,64 metros para que se realice la transmisión de tensiones correctamente.

Para la armadura superior, se dispondrá como armadura base 4 redondos del 20 en los 6 primeros tramos estudiados del arco. En los siguientes 6 tramos se disponen 4 redondos del 16. Como armadura de refuerzo, se disponen un redondo del 20 que al igual que en el caso de anterior, debemos calcular la longitud de solapo y sumarle un canto útil para que transmita las tensiones a las barras que continúan.

$$Lb, rqd = lb * \frac{As, nec}{As, real} = 71,51 * \frac{13,53}{15,7} = 61,62cm \rightarrow 63cm$$

En el documento Planos, se recogen las medidas de todas las armaduras con sus longitudes de solapo y su disposición.

La separación mínima entre redondos es igual al mínimo de los siguientes valores:

- Øb
- 1,25 TMA
- 20 mm

En este caso, la separación mínima es de 25 mm.

La separación máxima para redondos del 20 es 220 mm.

Con la disposición actual, se cumple tanto la separación mínima como la máxima en todas las secciones del arco, ya que para 3 redondos del 20 la separación es de 190 mm, siendo el caso más restrictivo, y se cumplen las limitaciones.

8.3. Dimensionamiento frente a solicitaciones tangenciales.

Armadura de cortante.

En lo que respecta al cálculo frente a solicitaciones tangenciales, el máximo esfuerzo cortante que aparece en el arco es de 93 kN. A priori, no parece que vaya a ser necesario la disposición



de armadura de cortante por cálculo. Por tanto, verifiquemos que la resistencia a cortante de la sección de hormigón sin armadura de cortante resiste.

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} = (v + k1 * \sigma_{cp}) * bw * d$$

siendo:

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

donde:

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

$$\rho l = \frac{As}{bw * d} \leq 0,02$$

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

$$k1 = 0,15$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{Ac} < 0,2 f_{cd}$$

bw = menor ancho de la zona de tracción

$$d = \frac{ds * As + dp * Ap}{As + Ap}$$

El mayor esfuerzo cortante que aparece en nuestra estructura tiene un valor de 93 kN, siendo la resistencia a cortante de la sección $V_{rd,c} = 362,59$ kN por lo que no es necesaria armadura de cortante.

La armadura de cortante a disponer viene definida por los mínimos que viene definidos por la siguiente expresión:

$$\frac{Asw}{s} = \frac{f_{ctm} * bw * \text{sena}}{7,5 * f_{yk}}$$

que nos da un valor de $0,3862 \text{ mm}^2/\text{mm}$, con una separación de 203,4 mm que redondeamos a 200 milímetros, por tanto:

$$\frac{0,3862 \text{ mm}^2}{1 \text{ mm}} = \frac{x}{200 \text{ mm}}$$

$$x = 77,066 \text{ mm}^2/200 \text{ mm}$$

$$\text{Área 2 ramas } \phi_{10} = 157,079 \text{ mm}^2$$

La armadura de cortante a disponer es $1\phi_{10}/200 \text{ mm}$.

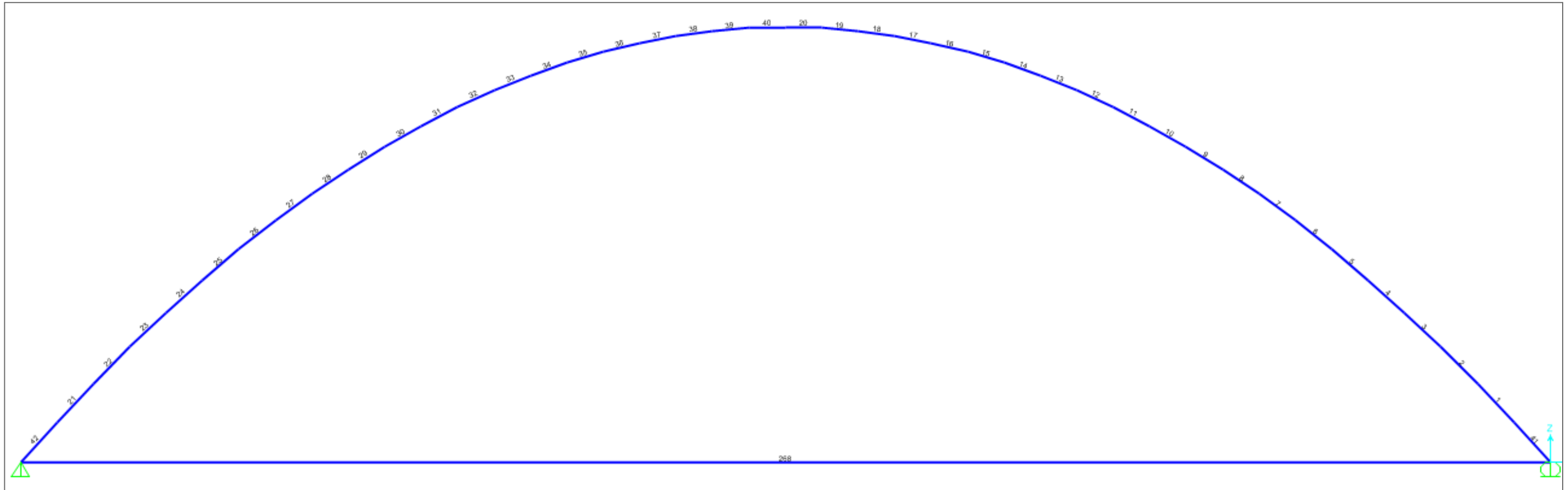


Figura 14.



8.4. Limitación de tensiones

Para verificar la limitación de tensiones, se ha estudiado la sección de máximo flector para la combinación característica que se corresponde con el ELU 3 y aparece en la barra 28 con un axil de 400 kN y un flector de 276 kN*m.

$$\text{Momento de fisuración} = 164,9391$$

Dado que el momento de fisuración es menor que el flector que actúa en la sección, ésta fisura para la combinación característica.

$$\sigma_{cmax}(N_{caract}, M_{caracte}) = 0,6 * f_{ck}$$

$$\sigma_{smax}(N_{caract}, M_{caracte}) = 0,8 * f_{yk}$$

Debido que hay axil, la profundidad de la fibra neutra no se puede determinar mediante el momento estático, por lo que hay que calcularla de la siguiente manera:

$$\frac{M}{N} = \frac{I_e(x) - (v_1 - x) * S_e(x)}{S_e(x) - (v_1 - x) * A_e(x)} \rightarrow x = 0,2453m$$

$$A_e(x) = 1,5x + 0,02512$$

$$S_e(x) = -0,75x^2 + 0,525x + 0,0072848$$

$$I_e(x) = 0,5x^3 - 0,525x^2 + 0,18375x + 0,002115$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A} \pm \frac{M_{Ed}}{I_f} * x$$

$$\sigma_{cmax}(N_{caract}, M_{caracte}) = 16,25 \text{ Mpa} < 18 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{smax}(N_{caract}, M_{caracte}) = -367,17 \text{ Mpa} < 400 \text{ Mpa}$$

Por tanto, se cumplen las limitaciones de tensiones.

8.5. Abertura de fisura

Para determinar la abertura de fisura, se ha utilizado la combinación casi-permanente. La sección estudiada es la misma que para la limitación de tensiones, con la que obtenemos un axil de 270 kN y un flector de 32 kN*m.

Debido a que en la combinación casi-permanente los coeficientes de simultaneidad son 0, el momento obtenido es el correspondiente al peso propio y las cargas muertas, con lo que el flector por tratarse de un arco va a ser prácticamente nulo.

La limitación de abertura de fisura es de 0,3 mm para la zona XC1.

$$w_k = S_{r,max} * (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$$

$$S_{r,max} = 3,4 * c + 0,425 * k_1 * k_2 * \frac{\phi_{eq}}{\rho_{p,eff}}$$

Donde:

k_1 depende de la adherencia de las barras

k_2 depende de si se trata de flexión o tracción pura.

$$S_{r,max} = 0,373922m$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{1}{E_s} \left[\sigma_s - k_t * \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} * (1 + \alpha_e * \rho_{p,eff}) \right] \geq 0,6 * \frac{\sigma_s}{E_s}$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = 1,18964 * 10^{-5}m$$

$$w_k = 0,373922 * 1,18964 * 10^{-5} = 0,0044mm < 0,3$$

Donde :

α_e es E_s/E_{cm}

k_t depende de la duración de las cargas.

La abertura de fisura cumple holgadamente las restricciones, como era de esperar, ya que el arco está totalmente comprimido para esta combinación.

9. Cálculo de las correas y riostras.

En lo referente al cálculo de las correas y de las riostras, se ha utilizado el modelo descrito en 6.2. en el que se disponen dos vigas cuadradas de 0,2x0,2x0,01 para modelizar el efecto de todas las correas dispuestas, pero además, para que los desplazamientos horizontales de los



arcos cumplan las restricciones estipuladas en el CTE es necesario colocar elementos de arriostramiento, en este caso se trata de perfiles UPN 120, que es el más pequeño que se fábrica sin requerimientos especiales..

Para poder dimensionar estos elementos, en primer lugar se ha estudiado la estabilidad estructural de todos los arcos conjuntamente frente a la acción perpendicular a la fachada del viento. Para ello se obtuvo un valor de viento de $0,8769 \text{ kN/m}^2$, el cual se multiplico por todo el área de fachada para sacar la resultante y se dividió por la longitud del arco, para aplicarlo como una carga lineal distribuida sobre el mismo de valor $5,89 \text{ kN/m}$.

Debido a que habrá un gran número de correas y de arriostramientos, y la única acción horizontal en el plano de fachada es el viento, los esfuerzos axiles en estos elementos serán muy pequeños, por lo que no serán limitantes a la hora de dimensionar. Por tanto, comprobaremos los desplazamientos horizontales para verificar la eficiencia de la solución.

Joint	Outputcase	Combination	U1	U2	U3
327	ELS 1	Combination	0,015819	0,011129	-0,010198
328	ELS 1	Combination	0,015463	0,011370	-0,007605
329	ELS 1	Combination	0,015234	0,011518	-0,004845
330	ELS 1	Combination	0,015152	0,011559	-0,001972
331	ELS 1	Combination	0,000000	0,000000	0,000000
332	ELS 1	Combination	0,004274	0,001259	0,003822
333	ELS 1	Combination	0,008166	0,002333	0,007481
334	ELS 1	Combination	0,011565	0,003215	0,010852

En la tabla se muestran algunos puntos, con las deformaciones en la dirección x, y, z respectivamente. Los puntos en los que se produce la mayor deformación se corresponden con el punto más alto de los arcos, y en todos los arcos es el mismo, puesto que las correas y las riostras entre arcos tienen desconectado el momento, por lo que únicamente trabajarán frente a esfuerzos axiles, y sus desplazamientos serán iguales.

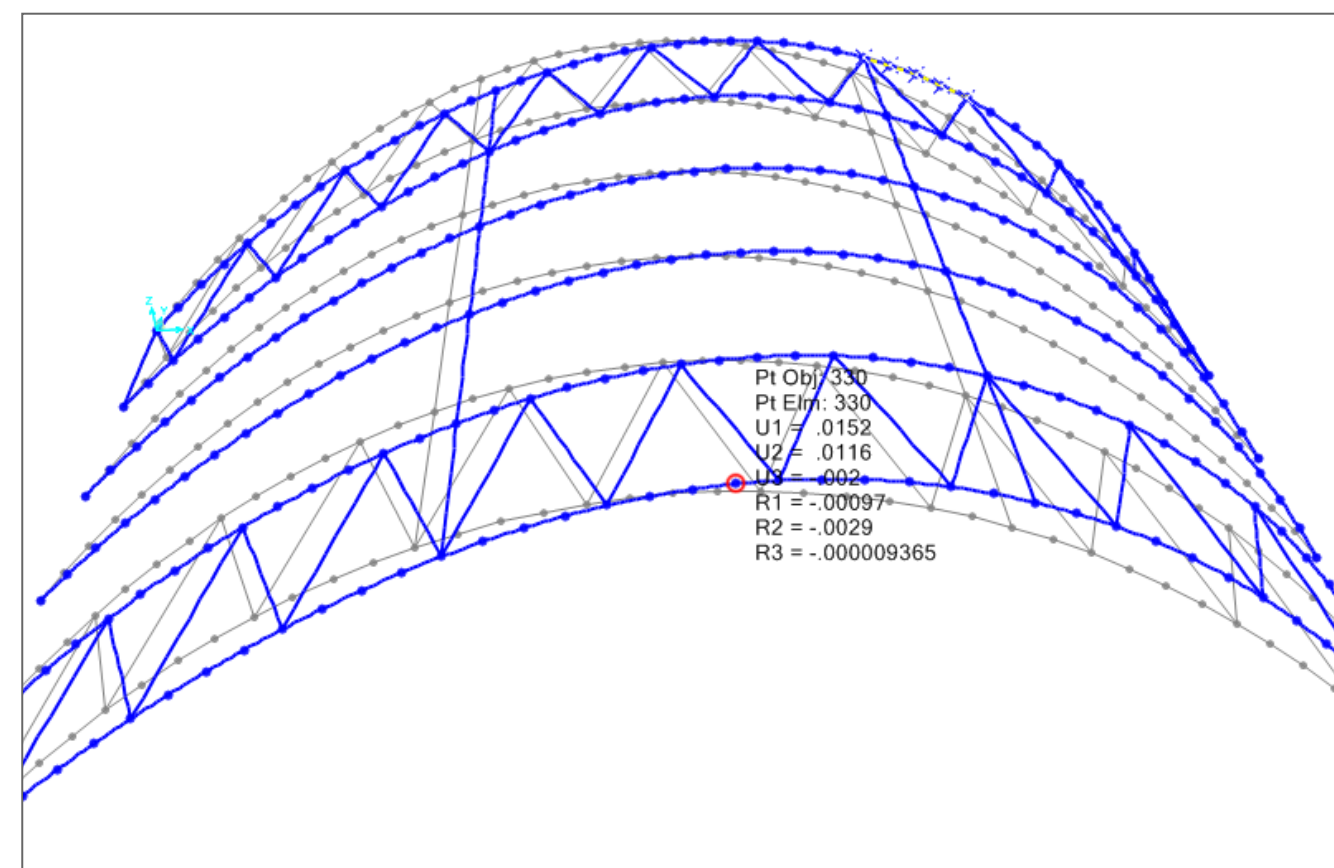


Figura 15.

El mayor desplazamiento que se produce es de 1,159 cm. Teniendo en cuenta que el CTE recoge una limitación para desplazamientos horizontales de $1/500$ para desplome total y $1/250$ para desplome local. En nuestro caso adoptamos $1/500$ ya que es más restrictivo, con lo que el desplazamiento permitido en nuestro caso es de:

$$\frac{12}{250} = 0,048m = 4,8 \text{ cm}$$

Por tanto, como el máximo desplazamiento que obtenemos es menor que 4,8 cm, se puede garantizar la estabilidad estructural de la obra frente a fuerzas horizontales perpendiculares al arco.

Se ha procedido a estudiar la estabilidad estructural de la obra. A continuación, se estudiarán tanto correas como arriostramientos a nivel local.

Correas.



Las correas se han diseñado simplemente apoyadas en los arcos, por lo que el modelo usado para su dimensionamiento consiste en una viga con 6 apoyos, que corresponde con cada uno de los arcos.

El modelo empleado ha sido el que se muestra a continuación:

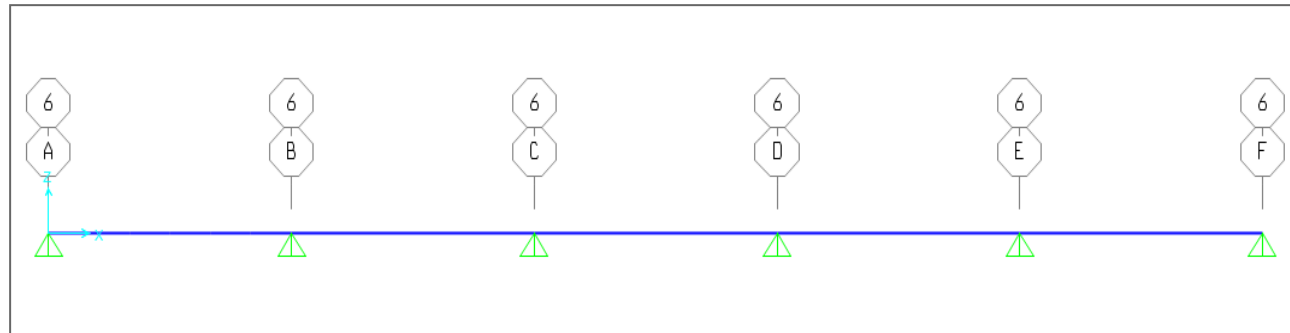


Figura 16.

En esta modelización, se han utilizado correas de sección cuadrada de 0,12x0,12 con un espesor de chapa de 10 mm y acero S275. La elección de una sección cuadrada para las correas responde a la necesidad de que las correas irán girando para amoldarse a la inclinación del arco y poder realizar la unión de los cerramientos a las correas, por lo que es necesario que tenga inercias similares en cualquier posición de la sección.

La correa que se ha dimensionado es la que se encuentra girada con un ángulo de 43 grados de inclinación respecto a la horizontal, ya que es la correa en la que la carga de viento es mayor, encontrándose en la zona G. Las correas están separadas cada dos metros en la proyección horizontal, por lo que en la dirección del arco, el área tributaria de las cargas es de 3x5,6 metros.

Las cargas con las que se ha dimensionado la correa son:

- $Peso\ propio = 3,6 * 10^{-3} * 78,5 = 0,2826\ kN/m$
- $Cargas\ muertas = 0,215 * 3 = 0,65\ kN/m$
- $Nieve = 0,6 * 3 = 1,8\ kN/m$
- $Viento = 0,8526 * 3 = 2,55\ kN/m$

Para estas cargas, se obtiene un flector máximo de 19,08 kN*m. El momento elástico de la sección analizada es:

$$M_{elas} = \frac{I}{h} * f_{yd}$$

$$M_{elas} = 35,65\ kN * m > 19,08$$

En lo referente a la deformación, el CTE establece una limitación de L/300, con lo que la limitación es de 1,86 cm. La máxima deformación que se obtiene es de 1,27 cm, por lo que también cumple frente a deformaciones.

Diagrama de flectores.

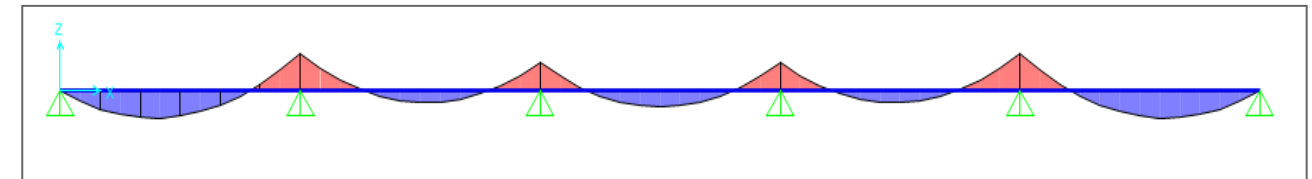


Figura 17.

Por último, se procederá a comprobar, que todas las correas que se van a disponer que son 21, tienen la misma o más rigidez que las dos vigas de sección cuadrada que se introdujeron en la modelización frente a desplazamientos horizontales por la acción del viento.

La rigidez axial se define como:

$$\frac{EA}{L}$$

Donde :

E es el módulo de Young.

A es el área de la sección transversal

L es la longitud de la barra.

Para el modelo que se introdujo en SAP 2000 el valor de la rigidez axial es de:

$$\frac{20000010^3 * 7,6 * 10^{-3}}{5,6} = 271428,57\ kN/m$$

Para un total de 2 barras para un pórtico:



$$2 * 271428,57 = 542857,14$$

La rigidez axial de las correas dispuestas en la realidad es de:

$$\frac{20000010^3 * 3,6 * 10^{-3}}{5,6} = 128571,42 \text{ kN/m}$$

Para un total de 21 barras por cada pórtico:

$$128571,42 * 21 = 2700000 \text{ kN/m}$$

Por tanto se comprueba que la rigidez axial de las correas es mayor que la rigidez axial de las vigas que se introdujeron en la modelización, por lo que queda verificada la estabilidad estructural entre pórticos.

10. Cálculo de los pilares de las fachadas

Para el dimensionamiento de los pilares de las fachas, se ha utilizado en modelo explicado en 6.3 de este documento. Los pilares están articulados en cabeza y empotrados en la base en la dirección del eje débil del pilar y simplemente empotrados en base en la dirección del eje fuerte del pilar. Está disposición se debe a que la esbeltez será limitante y si disponemos el pilar para que resista por el eje fuerte la esbeltez nos daría muy por encima de 2 en el plano del eje débil, que es el límite que establece la EAE.

Fachada en la que no se encuentran las puertas.

Para esta fachada se ha elegido la siguiente distribución de pilares:

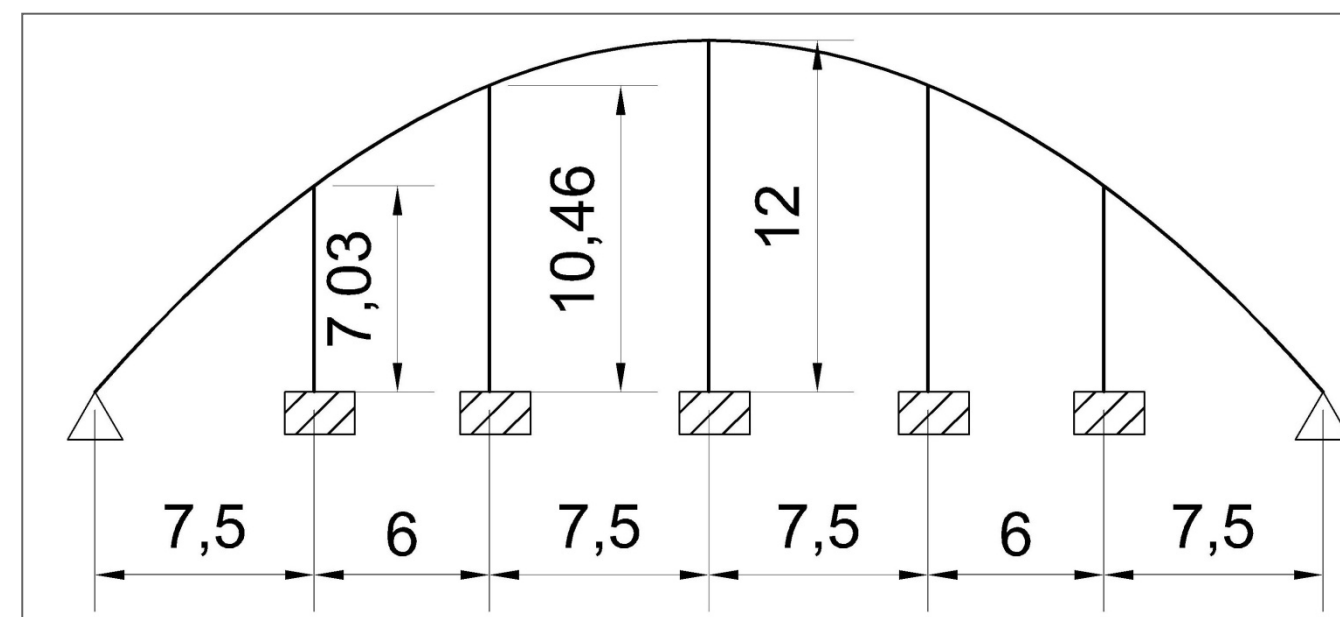


Figura 18.

La acción que van a resistir los pilares es la del viento actuando perpendicularmente a la fachada. El valor del viento en la fachada es de $0,87 \text{ kN/m}^2$. Para determinar el viento que resiste cada pilar, se ha obtenido el área tributaria de cada pilar. Para el pilar de 7,03 metros el área es de 50 m^2 , para el pilar de 10,46 metros el área es de 70 m^2 y para el pilar central el área es de 80 m^2 .

$$\text{Pilar } 7,03\text{m} \rightarrow \frac{0,87 * 50}{7,03} = 6,18 \text{ kN/m}$$

$$\text{Pilar } 10,46\text{m} \rightarrow \frac{0,87 * 70}{10,46} = 5,8 \text{ kN/m}$$

$$\text{Pilar } 12\text{m} \rightarrow \frac{0,87 * 80}{12} = 5,8 \text{ kN/m}$$

Tras introducir la carga, obtenemos el máximo flector en la base de los pilares, siendo de $60 \text{ kN}\cdot\text{m}$, $130 \text{ kN}\cdot\text{m}$ y $160 \text{ kN}\cdot\text{m}$ para los pilares de 7,03m, 10,46 m y 12m respectivamente.

Como el eje que resiste este momento es el eje débil, predimensionando para el momento de $160 \text{ kN}\cdot\text{m}$ y con acero S275:



$$M_{elas} = W_{elaz} * f_{yd} \rightarrow W_{elasz} = 594,57 \text{ cm}^3 \rightarrow \text{HEB 320}$$

Predimensionamos para la flecha máxima que es $L/250$, en este caso 0,048 m:

$$f_{max} = \frac{q * l^4}{185 * E * I} \rightarrow I_z = 6449,42 \text{ cm}^4 \rightarrow \text{HEB 280}$$

Por tanto, nos limitará la resistencia a la hora de dimensionar. Comprobamos la esbeltez del pilar para el eje débil para un HEB 320, de área $A = 161,4 \text{ cm}^2$, inercia de eje débil $I_z = 9239 \text{ cm}^4$, con una beta de pandeo para el pilar empotrado en la base y articulado en cabeza $\beta = 2$, y altura del pilar $l = 12 \text{ m}$:

$$P_{crit} = \frac{\pi^2 * E * I_z}{(\beta * l)^2} = 2713,84 \text{ kN}$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{A * f_{yf}}{P_{crit}}} = 1,27 < 2$$

También comprobamos la esbeltez del pilar para el eje fuerte, con una inercia de eje fuerte $I_y = 30820 \text{ cm}^4$ y una beta de pandeo para el pilar simplemente empotrado en la base $\beta = 0,7$:

$$P_{crit} = \frac{\pi^2 * E * I_y}{(\beta * l)^2} = 1108,00 \text{ kN}$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{A * f_{yd}}{P_{crit}}} = 1,99 < 2$$

Por tanto, el pilar a disponer de 12 metros es un HEB 320. Para los pilares de 10,46 metros, la esbeltez será menor, por lo que la limitación será la resistente, por lo que dimensionamos para verificar el momento elástico que debe ser menor a 130 kN*m :

$$M_{elas} = W_{elaz} * f_{yd} \rightarrow W_{elasz} = 496,37 \text{ cm}^3 \rightarrow \text{HEB 300}$$

Hacemos lo mismo para el pilar de 7,03 metros, que debe resistir un momento máximo de 60 kN*m :

$$M_{elas} = W_{elaz} * f_{yd} \rightarrow W_{elasz} = 229,09 \text{ cm}^3 \rightarrow \text{HEB 22}$$

Fachada en la que se encuentran las puertas.

En este caso, al ser necesario salvar un hueco de 15 metros para las puertas del hangar, los pilares de 10,46 metros se encontrarán más solicitados al tener más área tributaria. La distribución utilizado es la siguiente:

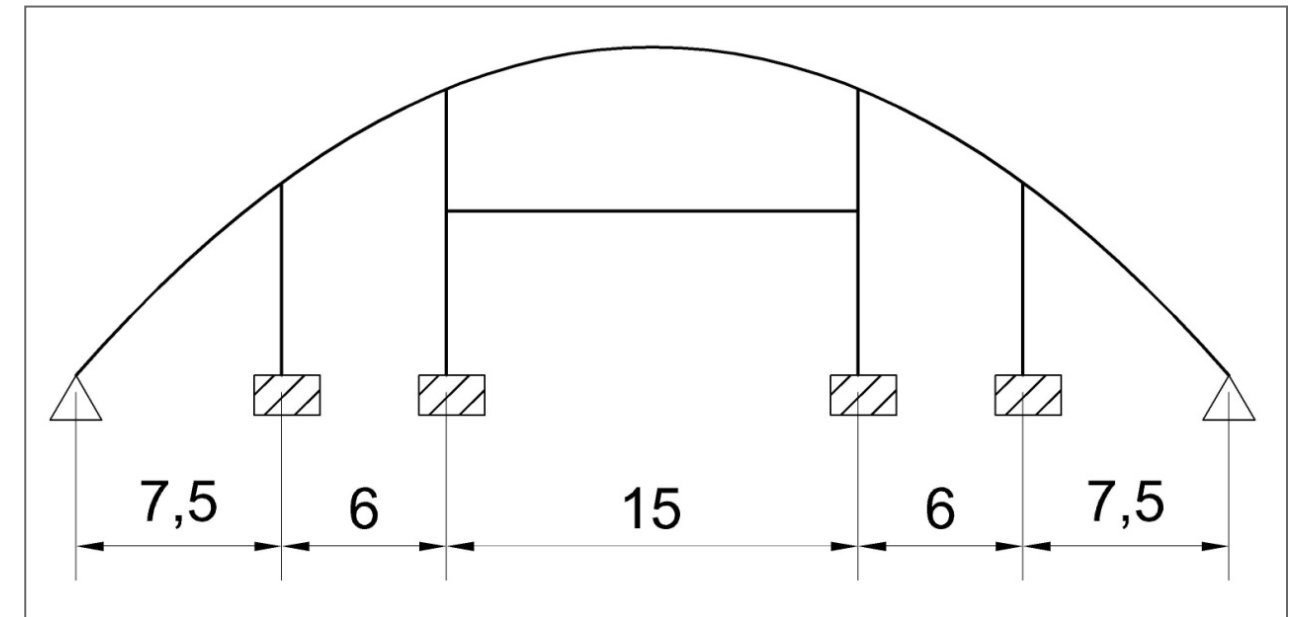


Figura 19.

Los pilares de 10,46 además del área tributaria que les correspondía en la fachada de atrás, ahora tienen que ser capaces de resistir también el viento que les trasmite las puertas y la parte de arriba de las puertas, con lo que el área tributaria para los pilares en la fachada de delante es de 110 metros cuadrados, lo que hace que actúe sobre ellos una carga de viento de $9,18 \text{ kN/m}$.

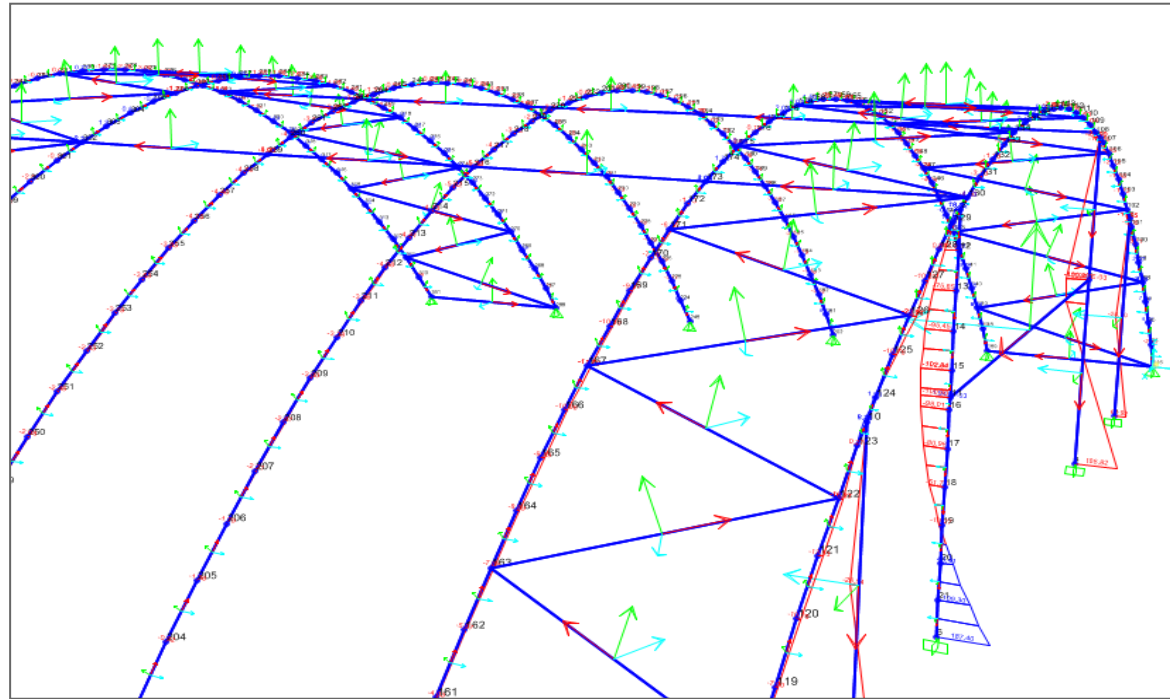


Figura 20.

Para la captura realizada, se observa la ley de momentos en el pilar. En este caso se obtiene un momento en la base del pilar de 170 kN*m. Como en el caso anterior, la limitación será la resistencia, por lo que :

$$M_{elaz} = W_{elaz} * f_{yd} \rightarrow W_{elaz} = 640,102 \text{ cm}^3 \rightarrow \text{HEB 340}$$

Comprobamos la esbeltez para un HEB 340, en primer lugar, para el eje débil z, con un área $A = 170,9 \text{ cm}^2$, una inercia de eje z débil $I_z = 9690 \text{ cm}^4$, una beta de pandeo para pilar empotrado en la base y articulado en cabeza $\beta = 0,7$ y una altura de $l = 10,46$ metros, para lo que obtenemos:

$$P_{crit} = \frac{\pi^2 * E * I_z}{(\beta * l)^2} = 3746,13 \text{ kN}$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{A * f_{yd}}{P_{crit}}} = 1,12 < 2$$

Para el eje fuerte y, con una inercia de $I_y = 36660 \text{ cm}^4$ y una beta de pandeo para un pilar simplemente empotrado en la base $\beta = 2$, obtenemos:

$$P_{crit} = \frac{\pi^2 * E * I_y}{(\beta * l)^2} = 3173615 \text{ kN}$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{A * f_{yd}}{P_{crit}}} = 1,64 < 2$$

En los dos casos, la esbeltez cumple con lo que para los pilares que servirán de apoyo para las puertas se disponen HEB 340. Para los pilares de 7,03 metros en la fachada de delante, la carga de viento que reciben es la misma que en la fachada de atrás por lo que se disponen HEB 220 como se hizo en el caso anterior.

11. Dimensionamiento del cable que une los apoyos del arco.

Para reducir la componente horizontal del esfuerzo axial que llega a la base del arco, se ha dispuesto un cable que absorberá gran parte del esfuerzo, con lo que a la hora de dimensionar la zapata, las comprobaciones frente a vuelco y deslizamiento no necesitarán dimensiones desproporcionadas para cumplir.

Predimensionamiento del cable.

Antes de disponer en cable en la estructura, el mayor esfuerzo axial en la base del arco es de 840 kN, correspondiente a la combinación ELU 8, obteniendo una componente horizontal de:

$$H = 840 * \cos(47^\circ) = 572,87 \text{ kN}$$

Para el predimensionamiento se ha utilizado un esfuerzo axial de 580 kN.

$$N * A = f_{yd} \rightarrow f_{yk} = 275 \text{ MPa} \rightarrow A = 2,4254 * 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$\rightarrow \phi = 0,05557 \text{ m}$$

Si queremos que el cable tenga un aprovechamiento del 70%:

$$\frac{N}{A * f_{yd}} = 0,7 \rightarrow A = 3,4649 * 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$\rightarrow \phi = 0,06642 \text{ m}$$



Para definir el cable en SAP, éste se introducirá como una barra de sección circular sin peso y sin densidad, para que trabaje exclusivamente a tracción y no aparezca el fenómeno de la flexión. Por tanto, se ha modelado un cable de diámetro de 0,07m y acero S275.

El esfuerzo axial que se obtiene en la base del arco tras introducir el cable es de 898 kN, con lo que:

$$V = 898 * \sin(47^\circ) = 656,75 \approx 657kN$$

$$H = 898 * \cos(47^\circ) = 612,43 \approx 613kN$$

$$\text{Fuerza de tracción en el cable} = 560,62 \approx 561kN$$

$$\text{Esfuerzo horizontal en la base del arco} = 613 - 561 = 52kN$$

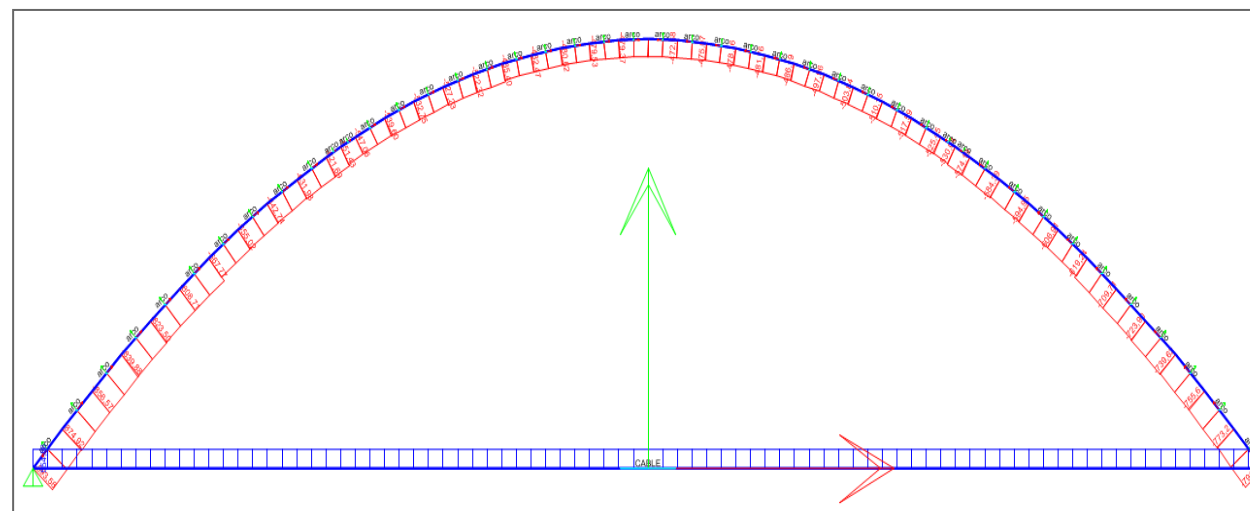


Figura 21.

14. Comprobación de los estados límites de servicio.

En lo relativo a estados límites de servicio, el CTE en su documento básico Seguridad Estructural, diferencia entre flechas y desplazamientos horizontales.

Flechas.

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:

- 1/500 en pisos con tabiques frágiles (como los de gran formato, rasillones, o placas) o pavimentos rígidos sin juntas;
- 1/400 en pisos con tabiques ordinarios o pavimentos rígidos con juntas;
- 1/300 en el resto de los casos.

Desplazamientos horizontales.

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:

- desplome total: 1/500 de la altura total del edificio;
- desplome local: 1/250 de la altura de la planta, en cualquiera de ellas.

Cuando se considere la apariencia de la obra, se admite que la estructura global tiene suficiente rigidez lateral, si ante cualquier combinación de acciones casi permanente, el desplome relativo es menor que 1/250.

Las comprobaciones a realizar frente a deformaciones serán:

- Flecha en el arco.
- Desplazamientos horizontales en el plano del arco.
- Desplazamientos horizontales del arco en la dirección perpendicular a éstos.
- Desplazamiento del carrito.
- Flecha en las correas.

Flecha en el arco.

Al tratarse de un elemento que trabaja principalmente comprimido, el valor de las flechas que se espera obtener de pequeño.

En la siguiente tabla se adjuntan las máximas deformaciones del arco para las distintas combinaciones estudiadas.



Deformación	U3 (m)
ELS 1	-0,035449
ELS 2	0,0019
ELS 3	-0,034144
ELS 4	0,023429
ELS 5	-0,006995
ELS 6	-0,024048
ELS 7	-0,023768
ELS 8	-0,012342
ELS 9	-0,015754

Tabla 36.

La máxima deformación se produce para la primera combinación, con una flecha de 0,035449 metros.

El CTE establece una limitación de L/300, que en nuestro caso, con una luz de 42 metros:

$$\text{Máxima flecha} = \frac{42}{300} = 0,14 \text{ m}$$

La flecha que se da en el arco es muy inferior a la limitación establecida por el CTE.

Cabe mencionar que la deformación para la combinación dos es de 0,0019 metros. Esta combinación es la correspondiente al peso propio de la estructura. Se puede observar que las deformaciones causadas por el peso propio respecto a las deformaciones causadas por las acciones variables son despreciables. Sin embargo, debido a que se trata de una estructura curva, y que los desplazamientos son muy pequeños, la incidencia visual no se apreciará lo más mínimo.

Desplazamientos horizontales en el plano del arco.

Deformación	U1 (m)
ELS 1	0,03376
ELS 2	0,001654
ELS 3	0,032816

ELS 4	0,023386
ELS 5	0,004276
ELS 6	0,023138
ELS 7	0,022903
ELS 8	0,011823
ELS 9	0,01501

Tabla 37.

En la tabla que se observa que el máximo desplazamiento horizontal en el plano del arco es de 0,03376 metros. La limitación que establece el CTE para desplazamientos horizontales es de L/25 para desplome de una planta, por lo que en nuestro caso siendo la altura total de la estructura de 12 m:

$$\text{Máximo desplazamiento horizontal} = \frac{12}{250} = 0,048 \text{ m}$$

Como se puede observar, el desplazamiento horizontal en el plano del arco es menor que la limitación que establece el CTE.

Al igual que en la flecha, la mayor parte de las deformaciones están causadas por las acciones variables, pero por tratarse de un elemento curvo no se apreciarán visualmente.

Desplazamientos horizontales del arco en la dirección perpendicular a éstos.

Para determinar el máximo desplazamiento horizontal de los arcos en la dirección perpendicular a ellos se recurrió al modelo explicado en el punto 6.2 de este documento. En dicho modelo, frente a una carga de 5,9 kN/m aplicada en la longitud del arco, el máximo desplazamiento horizontal es de 0,011559 metros. El CTE en su apartado 4.3.3. establece una limitación de L/500 para el caso en que nos encontramos, con lo que el desplazamiento máximo permitido es de:

$$\text{desplazamiento máximo permitido} = \frac{12}{250} = 0,048 \text{ m} > 0,011559 \text{ m}$$

Por tanto, el arco cumple frente a desplazamientos horizontales en la dirección perpendicular a éstos.



Desplazamiento del carrito.

El máximo desplazamiento, que se corresponde con el máximo alargamiento del cable, tiene lugar para la combinación ELU 8, en la que el esfuerzo axial en la base del arco es mayor, con lo que el esfuerzo en el cable también se corresponderá con el mayor, y por tanto, se dará el máximo desplazamiento en esta situación. El resultado obtenido es un desplazamiento máximo de 0,0174. La limitación queda encuadrada dentro de desplazamientos horizontales en el plano del arco, por lo que es máximo desplazamiento horizontal será de 0,048 metros, con lo que el cable cumple frente a estados límites de servicio.

Flecha en las correas.

Para la flecha en las correas se ha utilizado el modelo empleado en el apartado 8, en el cual se dimensionaban las mismas. El máximo desplazamiento en las

correas tiene un valor de 0,0127 metros. El máximo desplazamiento permitido por el CTE es de $L/300$, en este caso, con correas de 5,6 metros de luz obtenemos una limitación de:

$$\text{Máxima flecha en las correas} = \frac{5,6}{300} = 0,01866 \text{ m} > 0,0127 \text{ m}$$

La limitación de flecha es cumplida por las correas para el modelo empleado.

13. Dimensionamiento de las placas de anclaje

13.1. Dimensionamiento de la unión del arco a la cimentación

La unión del arco a la cimentación se realizará mediante una camisa de chapa que abrazará el arco en la base, a la cual irá unida una chapa. Esta chapa se unirá a dos orejetas que habrá en la cimentación mediante un bulón. Las orejetas estarán soldadas a una placa de base que se encontrará sobre la cimentación agarrada a la misma mediante una serie de tornillos. Por tanto los elementos a dimensionar son:

- Placa de base.
- Tornillos.
- Bulón pasador
- Chapa de la camisa.

- Orejetas.

Placa de base.

La camisa de chapa que abraza el arco transmite los esfuerzos por las dos chapas laterales que están separadas 0,5 metros, que es la base del arco, por lo que para cada una de las chapas que abrazan el arco, es decir, dos, se han realizado orejetas y bulón para cada una de ellas, debido a que si colocamos un solo bulón este necesitaría una sección desproporcionada para aguantar el momento que se crea.

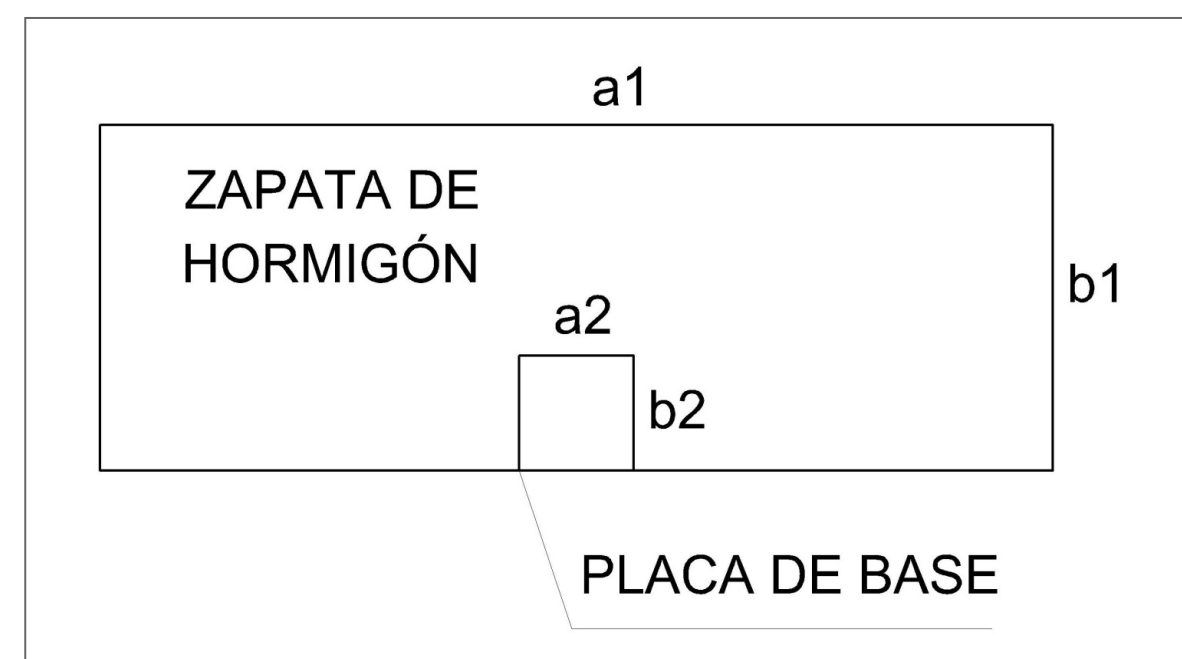


Figura 22.

Para la placa de base se ha seguido un proceso iterativo, realizando sucesivos tanteos para determinar las dimensiones, ancho, largo y espesor de la placa.

Suponemos una placa de 400x400 milímetros para cada una de las placas bases, por lo que para el cálculo se utilizará una placa equivalente de 400X800 milímetros. Las dimensiones de la zapata son 01,5x2 metros. En primer lugar necesitamos el área eficaz (A_{eff}), y para determinarla necesitamos f_{jd} , siendo la resistencia del hormigón de la zapata.

Las dimensiones equivalentes de la zapata para el cálculo de f_{jd} vienen definidas por las siguientes expresiones:



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 23.

El valor mínimo que se obtiene es el definido por:

$$a_1 = a + h \rightarrow 0,9m$$

$$b_1 = b + h \rightarrow 1,2m$$

$$fjd = \frac{2}{3} * \sqrt{\frac{a_1 * b_1}{a_2 * b_2}} * \frac{fck}{1,5} \rightarrow fck = 25Mpa \rightarrow fjd = 27,21Mpa$$

$$Aeff = \frac{N}{fjd} \rightarrow Aeff = 24255,78 mm^2$$

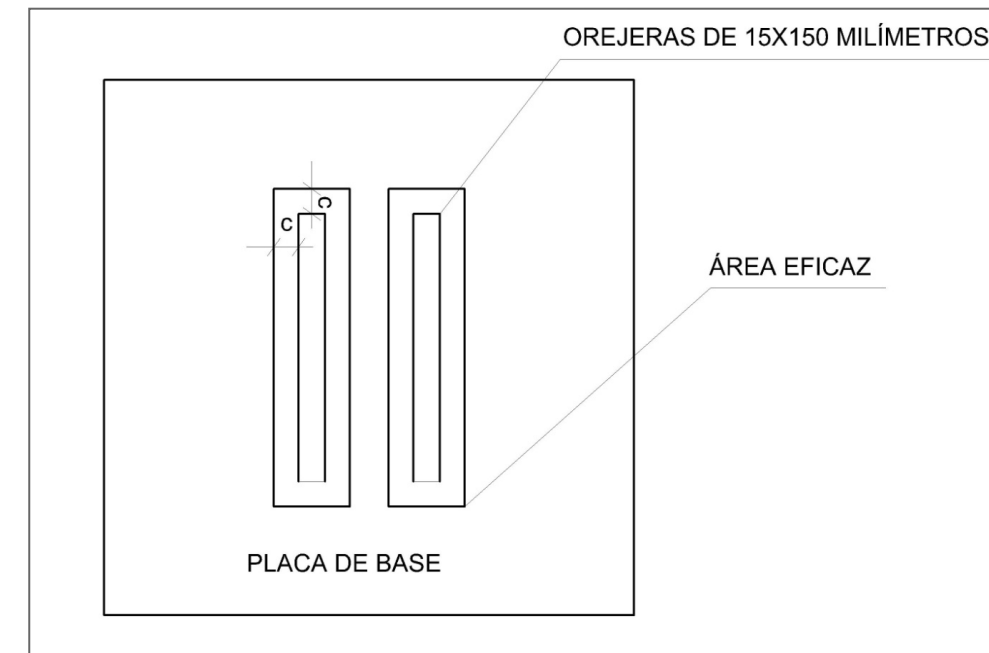


Figura 24.

En este caso el área eficaz queda definida como:

$$Aeff = (250 + 2c) * (20 + 2c) * 4orejetas$$

Se aproxima el valor de c hasta que se supere el valor mínimo del área eficaz que es de 28399 mm² para lo que se obtiene una valor de c = 7 mm con un valor del área eficaz de 30624 mm².

Para determinar el espesor de la placa de base recurrimos a la siguiente fórmula:

$$t = c * \sqrt{\frac{3fjd}{fyd}} \rightarrow t = 3,61 mm$$

Del lado de la seguridad, adoptamos como espesor de chapa 15 mm para que tenga el mismo espesor que las orejetas y la soldadura se realice en las mejores condiciones posibles.

Las dimensiones finales de la placa de base son 300x300x15 milímetros para cada una de las placas de base.

Tornillos.



El caso que estamos tratando es una articulación, por lo que los tornillos se colocarán lo más centrados posibles para que no transmita momento, y en efecto, funcione como está modelizado en los cálculos.

Para determinar las dimensiones de los tornillos, según el artículo 58.6 de la EAE –Resistencia de un tornillo a cortante y aplastamiento- establece que cuando un tornillo, colocado en un agujero estándar, está solicitado en dirección normal a su eje en los estados límites últimos, el esfuerzo que lo solicita, $F_{v,Ed}$ no será mayor que el menor de los dos valores siguientes:

- La resistencia a cortante del tornillo, $F_{v,Rd}$.
- La resistencia a aplastamiento de la pieza en la zona contigua al tornillo, $F_{b,Rd}$.

Resistencia a cortante de un tornillo.

Si los planos de corte pasan por la zona sin rosca del vástago del tornillo, la resistencia a cortante viene dada por la expresión:

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6f_{ub}A_n}{\gamma_{M2}}$$

El cortante a resistir, que se reparte para cada una de las placas de base, en este caso es de:

$$898 * \cos(47^\circ) = 613,43 \text{ kN} \approx \frac{614}{2\text{placas}} = 307 \text{ kN}$$

Para ese cortante la tabla 58.6.a de la EAE nos da cuatro tornillos M20 de resistencia 6.8.

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

$$F_{b,Rd} = \frac{\alpha\beta f_{ud}t}{\gamma_{M2}}$$

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

$$\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - 0,25; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1$$

y β otro coeficiente igual al menor de los valores:

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

Donde:

e_1 es la distancia desde el centro de un agujero a un borde contiguo, medida en dirección del esfuerzo a transmitir.

e_2 es la distancia desde el centro de un agujero a un borde contiguo, medida en dirección perpendicular al esfuerzo a transmitir.

p_1 es la distancia entre centros de agujeros contiguos, medida en dirección del esfuerzo a transmitir.

p_2 es la distancia entre filas contiguas de tornillos o roblones, medida en dirección perpendicular al esfuerzo a transmitir.

Con $e_1 = 125 \text{ mm}$, $e_2 = 50 \text{ mm}$, $p_1 = 50 \text{ mm}$ y $p_2 = 200 \text{ mm}$ se obtienen unos valores de $\alpha = 0,505$ y $\beta = 2,5$.

Para un tornillo:

$$F_{b,Rd} = 143 \text{ kN} \rightarrow 4 \text{ tornillos} \rightarrow F_{b,Rd} = 573,27 \text{ kN} > 307 \text{ kN}$$

Bulón pasador.

Las comprobaciones a realizar para el bulón son frente a cortante, frente a aplastamiento de la chapa en la que se apoya y frente al momento flector en el mismo.

La resistencia a simple cortante de un bulón de diámetro d , sección transversal A y fabricado con un acero de resistencia a tracción f_{up} , viene dada por:

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6Af_{up}}{\gamma_{M2}}$$

El bulón a diseñar debe resistir un cortante de 449 kN, que se corresponde con el esfuerzo axial total en la base del arco dividido por dos. Determinamos la mínima sección necesaria para ese esfuerzo:



$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 A f_{up}}{\gamma_{M2}} \rightarrow A = 1559,02 \text{ mm}^2 \text{ con } f_{up} = 600 \text{ Mpa} \rightarrow \phi = 44,54 \text{ mm}$$

Adoptamos un diámetro para el bulón de 45 mm.

La resistencia a aplastamiento de una pieza de espesor t , supuesto fabricada con un acero de límite elástico f_y contra un bulón de diámetro d y fabricado con un acero de límite elástico f_{yp} viene dada por la expresión:

$$F_{b,Rd} = \frac{1,5 t d f_y}{\gamma_{M0}}$$

Para unas orejeras de 20 mm de espesor y diámetro del bulón de 45 mm se obtiene una resistencia frente a aplastamiento de:

$$F_{b,Rd} = \frac{1,5 t d f_y}{\gamma_{M0}} = 353,56 \text{ kN} \rightarrow 2 \text{ orejeras} \rightarrow 707,12 \text{ kN} > 449 \text{ kN}$$

El momento flector M_{Ed} en un bulón que une una pieza central de espesor b sometida a un esfuerzo F_{Ed} , normal al eje del bulón, con otras dos piezas laterales de espesor a , separadas una distancia c de la central, según la figura, será igual a :

$$M_{Ed} = \frac{F_{Ed} (b + 4c + 2a)}{8}$$

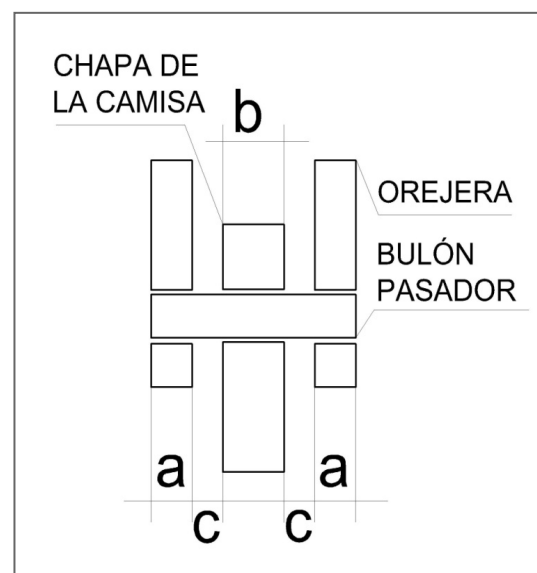


Figura 25.

El momento que se obtiene en el bulón es :

$$M_{Ed} = \frac{F_{Ed} (b + 4c + 2a)}{8} \text{ con } b = 20, a = 20 \text{ y } c = 15 \rightarrow M_{Ed} = 6,735 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Para un bulón de diámetro d , módulo resistente W_{el} y fabricado con un acero de límite elástico f_{yp} se cumplirá:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} = \frac{1,5 W_{el} f_{yp}}{\gamma_{M0}} \rightarrow d = 45 \text{ mm} \rightarrow M_{Rd} = 3,51 \text{ kN} \cdot \text{m} < 6,735 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Por tanto, el bulón de diámetro 45 mm no es válido, con lo que habrá que aumentarlo para que resista el momento.

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} = \frac{1,5 W_{el} f_{yp}}{\gamma_{M0}} \rightarrow d = 60 \text{ mm} \rightarrow M_{Rd} = 8,33 \text{ kN} \cdot \text{m} > 6,735 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

El diámetro final del bulón que cumple todas las comprobaciones es de 60 milímetros.

Chapa de la camisa.

La chapa de la camisa influye en el cálculo del momento resistente del bulón, por lo que realizada esa comprobación tenemos determinado el espesor de la chapa de la camisa. En este caso se corresponde con el valor b de la figura que tiene un valor de 20 milímetros.

Orejeras.

Para la determinación del espesor de la chapa de las orejeras, se realizó la comprobación frente a aplastamiento en el apartado del bulón, en el cual se le dio un espesor de 20 milímetros, y se cumplían las comprobaciones, por lo que el espesor de la chapa de las orejeras es de 20 milímetros.

Por último, la anchura de la orejeta desde el agujero del bulón hasta el exterior será de 9,5 centímetros, y además se colocarán unos rigidizadores para evitar el pandeo de la pieza, con lo que con los espesores determinados más las anchuras y los rigidizadores, las orejetas tienen la resistencia suficiente.

Cálculo de la camisa de chapa.

Para determinar la longitud que la camisa de chapa debe abrazar el arco, debemos obtener la tensión de adherencia última entre la chapa y el arco que viene definida como:



$$f_{ctm} = 0.3 * 30^{\frac{2}{3}} = 2,89 \text{ Mpa}$$

$$f_{ct,k0,05} = 0,7 f_{ctm} = 2,02 \text{ Mpa}$$

$$f_{ctd} = f_{ctk} \frac{0,05}{1,5} = 1,35$$

Para chapa lisa:

$$f_{bd} = 1,35 \text{ Mpa}$$

$$\frac{898 * 1000}{1400 * l} = 1,35 \rightarrow l = 47,5 \text{ cm}$$

La camisa de chapa tiene que tener una longitud de 50 centímetros.

13.2. Dimensionamiento de la unión de los pilares de fachada a la cimentación.

La unión de los pilares de fachada a la cimentación se realizará mediante una placa de base de 500x500 milímetros sujeta a la zapata mediante pernos de anclaje que resistan las tracciones, y donde el HEB se soldará a la placa de base

Placa de base.

El proceso a seguir es el mismo que en el apartado 13.2. En primer lugar determinamos el tamaño mínimo de la zapata que en este caso queda determinada por:

$$a1 = a + h \rightarrow 1m$$

$$b1 = b + h \rightarrow 1m$$

Para estos valores de la zapata, pasamos a obtener la resistencia del hormigón f_{jd} :

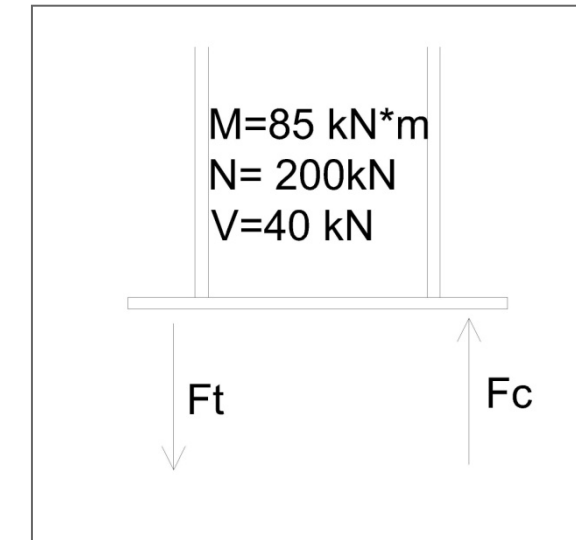


Figura 26.

$$f_{jd} = \frac{2}{3} * \sqrt{\frac{a_1 * b_1}{a_2 * b_2}} * \frac{f_{ck}}{1,5} \rightarrow f_{ck} = 25 \text{ Mpa} \rightarrow f_{jd} = 33,33 \text{ Mpa}$$

$$200 * 0,22 + 85 - F_c * 0,39 \rightarrow F_c = 330,76 \text{ kN}$$

$$F_t = 200 - 330,76 = 130,76 \text{ kN}$$

$$A_{eff} = \frac{N}{f_{jd}} \rightarrow A_{eff} = 9923,79 \text{ mm}^2$$

$$A_{eff} = (B + 2c) * (t_f + 2c) \rightarrow c = 4$$

$$t_f = c * \sqrt{\frac{3f_{jd}}{f_{yd}}} \rightarrow t = 2,47 \text{ mm}$$

Adoptamos un valor de 15 milímetros para la placa de base y que sea de un espesor similar al HEB al que se va a soldar.

Pernos de anclaje.



Puesto que existe un momento en la base del pilar, los pernos de anclaje deben ser capaces de resistir tracciones, por lo que en primer lugar determinamos la resistencia a tracción de los pernos de anclaje.

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9A_{fup}}{\gamma_{M2}}$$

Para M 20, es decir, los mismo que se han dispuesto en la cimentación donde apoya el arco, la resistencia es de:

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9A_{fup}}{\gamma_{M2}} \rightarrow F_{t,Rd} = 135,64 \text{ kN con } 4 \text{ M20} = 406,94 \text{ kN} > 130,76 \text{ kN}$$

Por tanto, resiste las tracciones a las que estará sometido.

Puesto que el cortante es menor que el de la placa de base del arco, y la disposición es muy similar, la resistencia tanto a cortante de los pernos, como de aplastamiento de la placa quedan aseguradas.

14. Cálculo de la subestructura

14.1. Armado de la zapata de medianería.

Tras realizar el dimensionamiento geotécnico de la zapata, se han obtenido unas dimensiones de 1,5x2x0,6 metros, siendo ancho, largo y canto respectivamente.

Las zapatas a realizar se tratan de zapatas aisladas de medianería con centrado de la carga mediante tirante de hormigón.

La primera comprobación es ver si se trata de zapata rígida o flexible:

$$Vuelo_x = \frac{1,5 - 0,3}{2} = 0,6 \rightarrow \text{Zapata flexible}$$

$$Vuelo_y = \frac{2 - 0,6}{2} = 0,7 \rightarrow \text{Zapata flexible}$$

Por tanto, la zapata se estudiará como una región B.

Las dimensiones de la placa base que recibe los esfuerzos de la superestructura es de 300x600x15 milímetros.

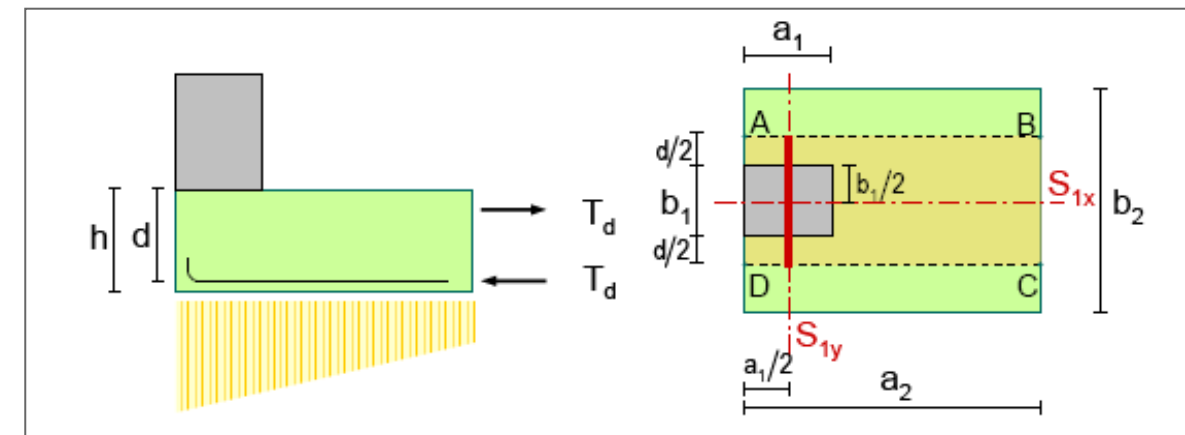


Figura 27.

Análisis longitudinal frente a solicitaciones normales.

Para este caso, se obtendrá el momento en la sección de referencia S_{1y} , tratándolo como un voladizo virtual ABCD, empotrado en el pilar con las siguientes características:

$$Luz = \frac{a_2 - a_1}{2}$$

$$Anchura = b_1 + d$$

siendo d el canto útil de la zapata.

Suponemos la tensión en el terreno uniforme (σ_t), ya que el tirante de hormigón nos permite el centrado de la carga y se obtiene un momento en la sección de referencia que viene dado por la expresión:

$$M_{Ed} = \sigma_t * b_2 * \frac{(a_2 - \frac{a_1}{2})^2}{2}$$

Particularizando para el caso que estamos tratando, el axil que recibe la zapata en su plano de cimentación es de:

$$\text{Esfuerzo vertical en la base del arco} = 660 \text{ kN}$$

$$\text{Peso de la zapata} = 25 * 1,5 * 2 * 0,6 = 45 \text{ kN}$$

$$\text{Esfuerzo axil total en el plano de cimentación} = 705 \text{ kN}$$

La tensión uniforme en el terreno es de :



$$\sigma_t = \frac{N}{A} \rightarrow \sigma_t = 235 \frac{kN}{m^2}$$

$$M_{Ed} = 428,28 kN * m$$

Para determinar las dimensiones en la que se aplicará el momento anteriormente calculado, en primer lugar debemos determinar el canto útil de la zapata.

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)

$$Clase de exposición \rightarrow XC2$$

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

El recubrimiento nominal queda definido como:

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

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

donde :

$\Delta c_{dur}, \gamma$ es el término de seguridad adicional.

$\Delta c_{dur}, st$ es el término de reducción por uso de acero inoxidable.

$\Delta c_{dur}, add$ es el término de reducción por uso de protección adicional.

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

Al tratarse de una cimentación, el encofrado será directamente contra el suelo, por lo que el recubrimiento nominal es de 75mm según el artículo 4.4.1.3. del EC-2.

$$d = 06 - 0.075 - 0,008 = 0,517 \rightarrow \text{Suponiendo } \phi 16$$

La sección de referencia es S_{1y} con una anchura de :

$$Anchura = 0,6 + 0,417 = 1,017m$$

Puesto que la sección está solicitada exclusivamente a un esfuerzo flector, la zona de dimensionamiento de hormigón armado es la ZONA C.

El Excel usado es el mismo que se uso para determinar la armadura necesaria del arco en el apartado 7 de este documento. El proceso a seguir es el mismo. Se determina la profundidad de la fibra neutra:

$$x_{lim} = \frac{d}{1 + \frac{f_{yd}}{700}}$$

Puesto que sabemos que nos encontramos en zona c, la fórmula para determinar la cuantía de armado es la que da la siguiente expresión:

$$M_{1Ed} = M_{1c}(x) + \sigma_s(x) * A'_s$$

$$x_0 \leq x_{lim} \rightarrow A_s = \frac{M_{2Ed} - M_{2c}(x_0)}{f_{yd} * (d - d')}$$

La cuantía de armado es de 20,09 cm², con lo que el número de redondos a disponer de 16 mm de diámetro en la anchura de 1,017 metros es de 10 redondos.

En el resto de la zapata, quedan dos tramos iguales con las siguientes dimensiones:

$$base = \frac{2 - 1,017}{2} = 0,4915 m, canto = 0,5 m$$

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

$$U_s = 20\% * U_{s2} * \frac{b_1 + d}{b_2}$$

siendo U_{s2} la armadura necesaria que se obtiene del análisis transversal.

Análisis transversal.

Para el análisis transversal, la zapata se estudia como una losa en voladizo empotrada en la viga virtual ABCD de luz $b_2/2$. La sección de referencia es la sección S_{1x} , para la cual, el momento que se obtiene viene dado por la expresión:



$$M_{Ed} = \sigma_t * a_2 * \frac{b^2}{2}$$

Particularizando para nuestra zapata, el momento que se obtiene es de 176,25 kN*m.

La sección S_{1x} , que es la sección de referencia, tiene unas dimensiones de $a \times h$ que en este caso es de 1,5 de ancho y 0,6 de canto.

Se introducen los datos en la hoja Excel, y se obtiene una cuantía de armado de 15,20 cm² lo que nos hace que dispongamos 8 redondos de diámetro 16 mm. Esta cuantía es la correspondiente al área longitudinal mínima de tracción para control de fisuración.

Volvemos al cálculo longitudinal, ya que necesitábamos determinar la armadura a disponer en el resto de la zapata en el análisis longitudinal para la cual necesitábamos la armadura del análisis transversal. La armadura en el resto de la zapata en el análisis longitudinal es la siguiente:

$$U_s = 20\% * U_{s2} * \frac{b_1 + d}{b_2} \rightarrow 1,03 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Determinación de mínimos.

Para la determinación de mínimos se seguirá el mismo criterio que el utilizado en el apartado 7 de este documento.

- Área longitudinal mínima de tracción para control de la fisuración.

$$A_{s,min} * \sigma_s = k_c * k * f_{ct,eff} * A_{ct}$$

- Área longitudinal mínima de tracción para evitar la rotura frágil.

$$A_{s,min} = f_{yd} * \frac{f_{ct,m,fl}}{4,8} * b * h$$

- Área longitudinal máxima de tracción o de compresión.

$$A_{s,max} = 0,04 * A_c$$

- Área longitudinal mínima de compresión.

$$f_{yk} = 400 \text{ Mpa} \rightarrow A_{s,min} = 0,00099 * A_c$$

$$f_{yk} = 500 \text{ Mpa} \rightarrow A_{s,min} = 0,00084 * A_c$$

La armadura necesaria por mínimos es la que limita para área longitudinal mínima de tracción para control de la fisuración dando un valor de 4,98 cm²/m, lo que nos hace disponer un total de 3 redondos del 16 a ambos lados de la placa de base.

Debido a que la armadura calculada en el análisis transversal se dispone debajo de la armadura calculada para el análisis longitudinal, cambia el canto útil de la sección, por lo que tenemos que volver a realizar el mismo proceso.

$$\text{Canto útil} = 0,6 - 0,075 - 0,016 - 0,008 = 0,501 \text{ m}$$

Análisis longitudinal.

Con el nuevo canto útil, la armadura a disponer en el sentido longitudinal es de 20,80 cm² con lo que se disponen 11 redondos del 16.

Para el cálculo transversal la cuantía no cambia, ya que mantiene el mismo recubrimiento mecánico, por lo que se disponen 8 redondos del 16.

En cuanto a las secciones alejadas de la placa base, el valor a disponer por mínimo para el control de la fisuración se mantiene igual ya que no depende del recubrimiento mecánico, y además será el que limitará, ya que la cuantía que se expone por cálculo es muy inferior a los mínimos, por lo que la armadura a disponer es de 3 redondos del 16.

Control de la fisuración.

Tanto para el análisis longitudinal, como para el análisis transversal, se debe verificar la limitación de tensiones y la abertura de fisura.

Para la limitación de tensiones, se seguirá el mismo proceso utilizado en el apartado 7.3 de este documento. El momento para verificar la limitación de tensiones es el correspondiente a la combinación característica. Por tanto, se ha determinado el valor de la tensión en el terreno que es de 165,77 kN/m² para esta combinación y se ha obtenido un momento de 302,53. Las tensiones obtenidas son las siguientes:

$$\sigma_{cmax}(N_{caract}, M_{caract}) = 12,19 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{smax}(N_{caract}, M_{caract}) = -294,01 \text{ Mpa} < 400 \text{ Mpa}$$

El momento de fisuración tiene un valor de 156,51, con lo que la sección fisura.

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, para cuya obtención, al igual que en el caso anterior, necesitamos obtener la tensión en el terreno, la cual para la combinación casi-permanente es de 107,59 kN/m² para la que obtenemos un momento de 196,83. La abertura de fisura obtenida es la siguiente:

$$S_{r,max} = 0,5159m$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = 0,00057m$$

$$w_k = 0,5526 * 0,01276 = 0,2943mm < 0,3$$

Agotamiento frente a cortante.

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

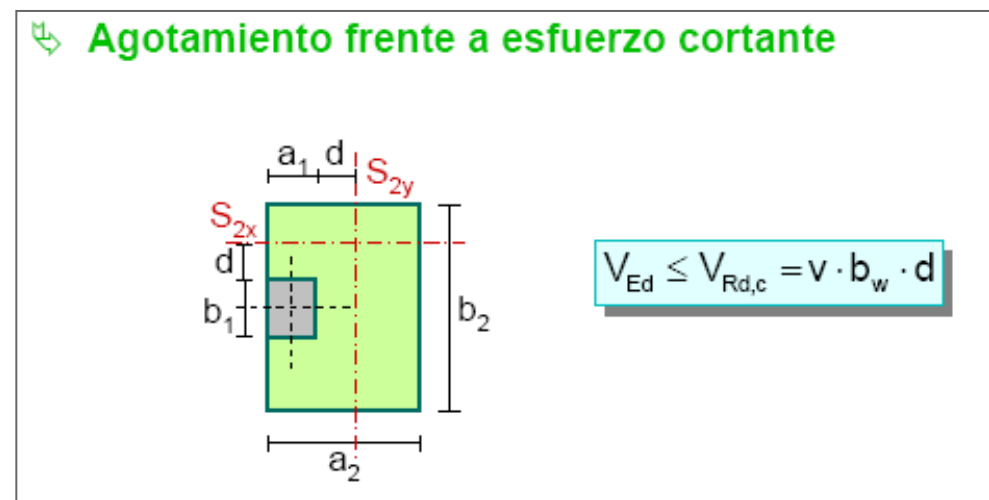


Figura 28.

Las dimensiones de la placa de base son de 300x600 milímetros. La tensión se ha considerado como uniforme y por tanto, tiene el mismo valor que para el análisis longitudinal frente a sollicitaciones normales, que era de 235 kN/m². Para la sección de referencia S_{2y} el cortante es el siguiente:

$$V_{s2y} = 660 - 235 * ((0,501 + 0,3) * 2) = 283,53kN$$

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

$$V_{Rd,c} = v * bw * d$$

siendo:

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

donde:

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

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

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

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 0,6 metros de canto por 2 metros de base, obteniendo un valor de:

$$V_{Rd,c} = 522,17 kN > 283,53 kN$$

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, 660 kN, y la tensión en la base de la zapata también es igual, 235 kN/m². El canto útil también es el mismo, por lo que el cortante en la sección de referencia queda como:

$$V_{s2x} = 660 - 235 * (1,801 * 1,5) = 25,14$$

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 0,6 metros de canto y 1,5 metros de base, obteniendo un valor de:

$$V_{Rd,c} = 391,63 kN > 25,14 kN$$



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.

Agotamiento frente a punzonamiento.

Comprobación de resistencia máxima.

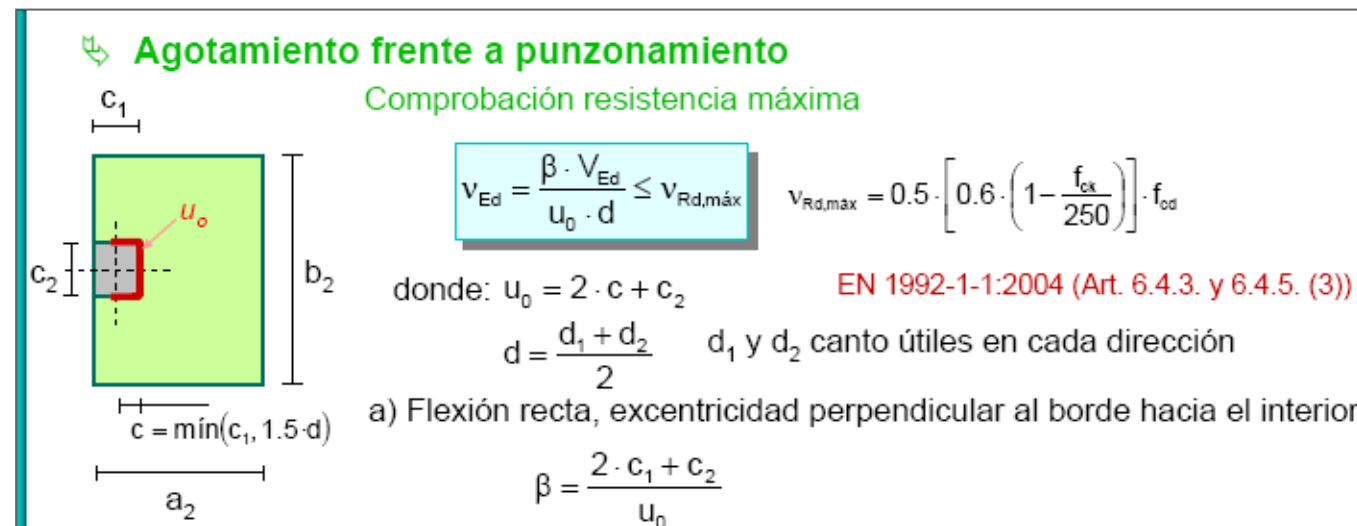


Figura 29.

$$c = 0,3m; c_2 = 0,6m; d_1 = 0,517m; d_2 = 0,501m; f_{ck} = 25Mpa; V_{Ed} = 283,53kN$$

$$u_0 = 2c + c_2 \rightarrow 1,2m$$

$$\beta = \frac{2c + c_2}{u_0} \rightarrow 1$$

$$d = \frac{d_1 + d_2}{2} \rightarrow 0,509m$$

$$v_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_0 \cdot d} \rightarrow 0,415 Mpa$$

$$v_{Rd,max} = 0,5 \cdot \left(0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \right) \cdot f_{cd} \rightarrow 4,49Mpa > 0,415 \rightarrow \text{Cumple}$$

Comprobación sin armadura de punzonamiento.

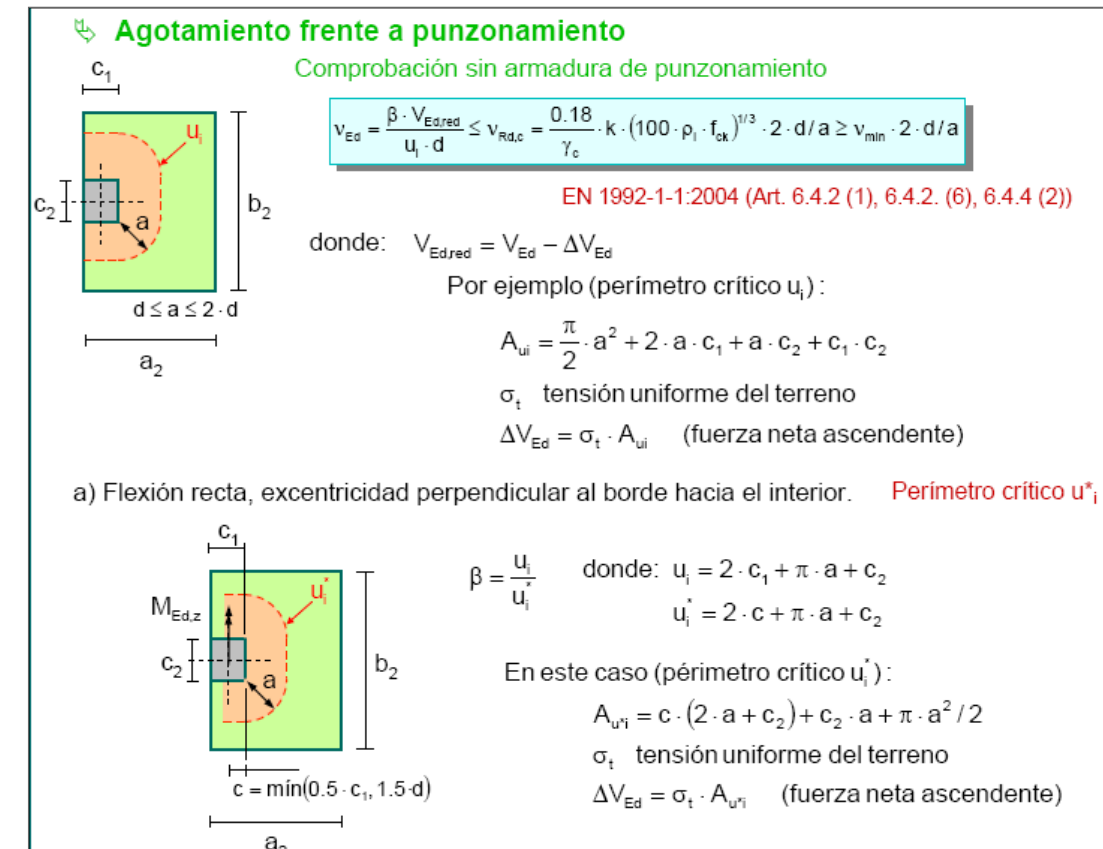


Figura 30.

$$c = 0,15m; c_1 = 0,6m; c_2 = 0,3m; d_1 = 0,517m; d_2 = 0,501m; f_{ck} = 25Mpa;$$

$$u_i = 2c_1 + \pi a + c_2 \rightarrow 2,79m$$

$$u_i^* = 2c + \pi a + c_2 \rightarrow 2,49m$$

$$\beta = \frac{u_i}{u_i^*} \rightarrow 1,1204$$



$$A_{ui} = c(2a + c) + c2a + \pi \frac{a^2}{2} \rightarrow 0,9551 \text{ m}^2$$

$$\sigma_t = \frac{N}{b * h} = 235 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta V_{Ed} = \sigma_t * A_{ui} \rightarrow 224,44 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,red} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed} = 199,44 \text{ kN}$$

$$v_{Ed} = \frac{\beta * V_{Ed,red}}{u_i * d} \rightarrow 0,176 \text{ Mpa}$$

$$v_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} * K * (100 * \rho_l * f_{ck})^{1/3} * 2 * \frac{d}{a} \geq v_{min} * 2 * \frac{d}{a} \rightarrow 1,1 \text{ Mpa}$$

Donde:

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

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_w * d} \leq 0,02$$

Por tanto, no es necesaria armadura frente a punzonamiento, y además se verifica la resistencia sin armadura frente a punzonamiento.

Para el anclaje de las armaduras de la zapata, disponemos anclaje en patilla, con lo que la longitud de la patilla es de 5ϕ .

Las separaciones mínimas vienen dadas por las siguientes expresiones:

- ϕb
- 1,25 TMA
- 20 mm

En este caso, la separación mínima es de 25 mm.

La separación máxima para redondos del 16 es 250 mm.

Con la disposición actual, se cumple tanto la separación mínima como la máxima en las dos direcciones de la zapata, ya que las separaciones en ambas direcciones son de 10 y 15 centímetros respectivamente.

14.2. Armado de la zapata aislada.

En primer lugar, debemos determinar si la zapata es flexible o rígida:

$$V_{uelo} = \frac{1,25}{2} = 0,625 > 0,5 \rightarrow \text{Zapata flexible}$$

Puesto que las dimensiones de la zapata son 3x3x0,5 metros, es el mismo vuelo en todas las direcciones y por tanto flexible en las dos direcciones.

Para estimar la armadura requerida en la zapata aislada, es necesario obtener el momento en la sección de referencia que se encuentra a una distancia r del extremo de la placa de base siendo r igual a 0,15 veces el largo de la placa de base.

El momento para el cual se dimensiona la zapata es:

$$M = 85 + 40 * 0,25 + 146,52 * 0,8375 - 35 \rightarrow M = 182,71$$

$$N = 40$$

Utilizamos el mismo Excel que se usó tanto para el arco, como para la zapata de medianería, y debido a que la sección es de gran dimensión, y no hay un gran esfuerzo flector, la armadura requerida viene definida por los mínimos y para la cual obtenemos una cuantía de $23,63 \text{ cm}^2$, es decir, se dispondrán 21 redondos del 12 cada 14 centímetros.

Para la dirección perpendicular, es necesario también disponer armadura, que en este caso, es el 20 % de la dispuesta en la dirección principal, pero puesto que los mínimos de la sección que es la misma es mayor que ese 20 % la cuantía dada por mínimos es $23,63 \text{ cm}^2$ que es la misma que en la dirección principal, es decir, 21 redondos del 12 cada 14 centímetros.

El esfuerzo cortante en la sección de referencia que está situada a un canto útil del extremo de la placa de base es de 7,39 kN, con una resistencia de la sección de 1319,5 kN, por lo que no será necesaria armadura de cortante, y además no es necesario colocar por mínimos. En cuanto al punzonamiento, tampoco se va a sobrepasar la resistencia máxima de la zapata sin armadura de punzonamiento.



En lo que respecta a la fisuración, el momento de fisuración es de 320,96 kN*m, que ya es muy superior al momento de cálculo, con lo que el de la combinación característica que será aún menor no provocará la fisuración de la fisura. Por tanto se verifica la limitación de tensiones y la abertura de fisura.

14.3. Dimensionamiento del tirante de hormigón

Para poder determinar la armadura necesaria en el tirante de hormigón, hay que tener en cuenta dos cálculos: por un lado, el esfuerzo que se lleva el tirante para contrarrestar los empujes en la base del arco, que es el obtenido en el punto 10 de este documento, en el cual se empleó una modelización mediante la asignación en sap de una barra de sección circular de acero que solo trabaja a tracción, y para la cual se obtuvo un esfuerzo en el cable de 561 kN; por otro lado, el tirante tiene que ser capaz de centrar la carga en la zapata, ya que las zapatas son de medianería y el arco apoyo en el extremo, por lo que aunque el cable modelizado en el punto 10 de este documento absorba el esfuerzo horizontal, la componente vertical en la base del arco crea un momento en el plano de cimentación. Por tanto, el tirante, crea un par de fuerzas en la zapata que se oponen al momento que crea la carga vertical en el plano de cimentación. Para las dimensiones utilizadas de la zapata, todo lo explicado aquí queda de la siguiente manera:

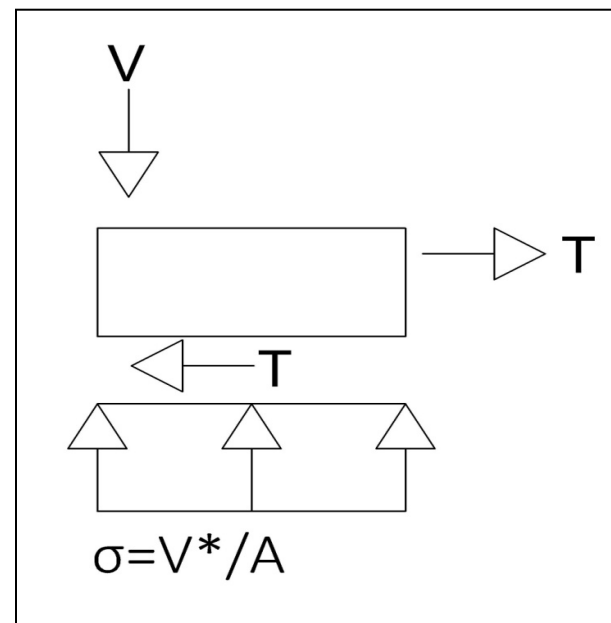


Figura 30.

$$\sum M_{en\ el\ plano\ de\ cimentación} = 0$$
$$\rightarrow V * (a1 - a2/2) = T * h$$

Donde:

V es la componente vertical del esfuerzo axil en la base del arco.

T es la fuerza que debe resistir el tirante para que el sumatorio de momentos en la base sea cero.

a1 y a2, son las dimensiones menores de la zapata de hormigón armado y de la placa de base respectivamente.

Para este cálculo, el valor de la fuerza T en el tirante es de 660 kN.

Por tanto la resistencia total a tracción que debe resistir el tirante es:

$$T + H = 660 + 561 = 1221\text{kN}$$

La armadura necesaria del tirante para resistir es:

$$As = \frac{T + H}{fyd} \rightarrow As = 2808,31\text{ mm}^2$$

La armadura a disponer en el tirante es la siguiente:

$$A\emptyset 20 = 3,14\text{ cm}^2 \rightarrow \frac{28,0831}{3,14} 8,94 \rightarrow 9\ \emptyset 20$$

Por tanto la armadura a disponer es de 9 redondos del 20.

La separación mínima entre redondos es igual al mínimos de los siguientes valores:

- $\emptyset b$
- 1,25 TMA
- 20 mm

Por tanto, al tener un TMA de 20 mm, la separación mínima entre redondos es de 25 mm.



El recubrimiento nominal a disponer para el tirante de hormigón es el mismo que para las zapatas, que es el explicado en el punto 13 de este documento, y que es de 75 mm.

La separación máxima para redondos del 20 es de 22 cm.

14.4. 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.

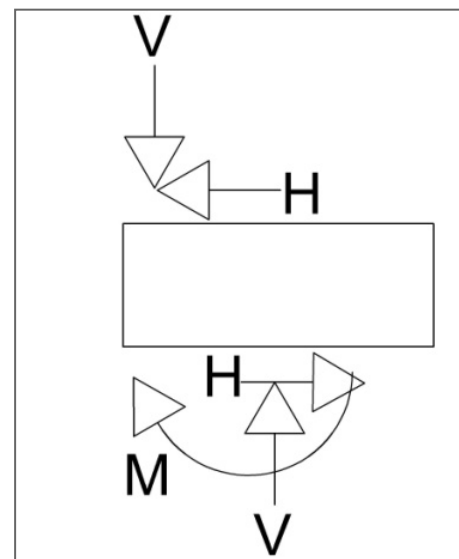


Figura 31.

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 otra 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.

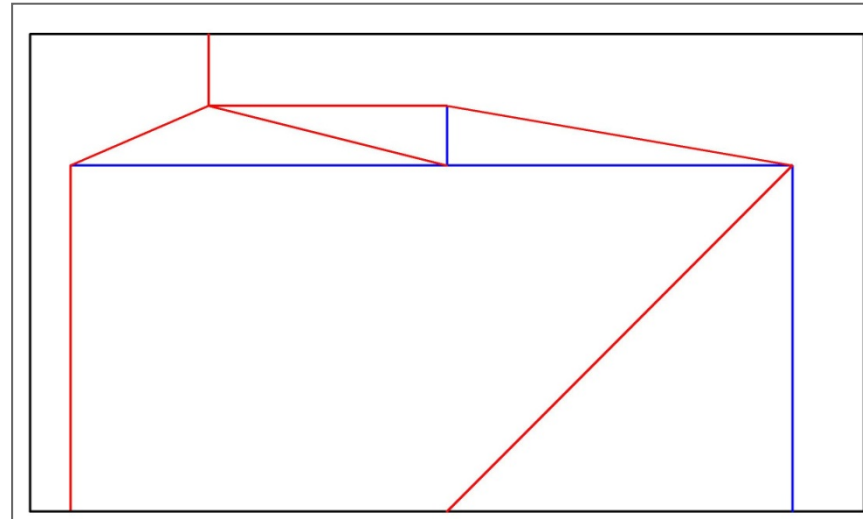


Figura 32.

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.

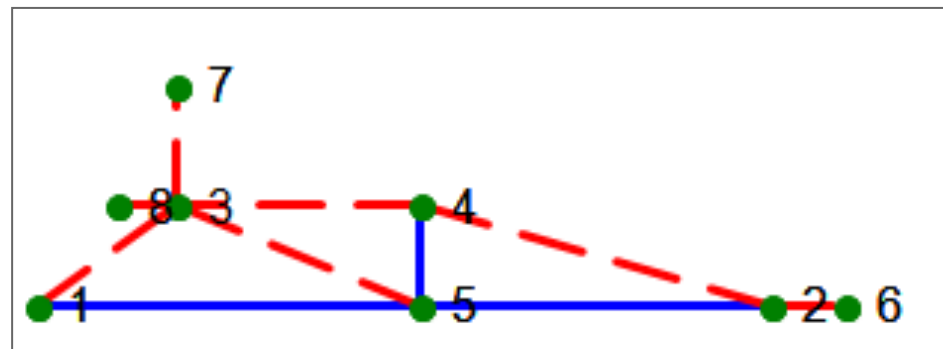


Figura 33.

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
------	-------------	-------------------

nº	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 disponer es la siguiente:

$$A_s = \frac{T}{f_{yd}} = 177 * \frac{1000}{434,78} = 4,07 \text{ cm}^2$$

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.

14.5. Dimensionamiento de las 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.

14.5.1 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:



$$s = \frac{40cm - 2 \cdot 3.5cm}{2} = 15 cm$$

14.5.2. Armadura de cortante

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

$$\frac{A_{sw,min}}{s} \geq \frac{f_{ctm} \cdot b_w \cdot s_{ena}}{7.5 \cdot f_{yk}}$$

Armadura mínima cortante (transversal)	
A _{sw,min} /s (m ² /m)	0.000273596
Número de ramas	2
Diámetro mínimo dispuesto	8
A _{sw} dispuesto(m ²)	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 (m ² /m)	0.000335103
Armadura dispuesta	2φ8/30

14.5.3. 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				
		Número	Diámetro	Número	Diámetro	Ramas	Diámetro	separación
0.075	0.05	3	12	3	12	2	8	30

15. Determinación de la armadura de la solera.

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.

15.1. 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.

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

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

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

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

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

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

15.2. Armadura de reparto



Según art 9.3.1.1 EN 1992-1-1:2004

$$U's \geq 20\% U_s$$

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

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

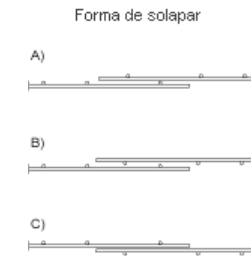
15.3 Solución de la losa

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:



CÓDIGO	TIPO DE MALLA	ESTRUCTURA DEL PANEL			PESOS		PAQUETE	
		NUMERO DE VARILLAS		HUECO DE AHORRO	DEL PANEL Kg.	POR m² Kg.	UDS.	PESO Kg.
		LONGITUDINALES	TRANSVERSALES					
C-1505	15x15 Ø 5-5	13	40	30	25,564	1,937	60	1.534
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-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.

$$A_s = 6 * \pi * 0.006^2 = 6.786 cm^2 > 6.2 cm^2$$

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

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



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