

ANEJO Nº 5.C. DISEÑO Y COMPROBACIÓN DE LA SOLUCIÓN C

Mireia Toledano Rios



ANEJO Nº 5.C. DISEÑO Y COMPROBACIÓN DE LA SOLUCIÓN C

1. GENERALIDADES

- 1.1. OBJETO DEL PRESENTE ANEJO
- 1.2. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA ESTRUCTURA

2. BASES DE CÁLCULO

- 2.1. NORMATIVA Y RECOMENDACIONES
- 2.2. AMBIENTE Y RECUBRIMIENTOS
 - 2.2.1. Estado límite de durabilidad
 - 2.2.2. Recubrimiento mínimo
- 2.3. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES
- 2.4. COEFICIENTES DE SEGURIDAD
 - 2.4.1. Estados límite últimos
 - 2.4.1.1. Coeficientes parciales de seguridad de los materiales
 - 2.4.1.2. Coeficientes parciales de seguridad de las acciones
 - 2.4.1.3. Coeficientes parciales de seguridad de las acciones en cimentaciones
 - 2.4.2. Estados límite de servicio
 - 2.4.2.1. Coeficientes parciales de seguridad de los materiales
 - 2.4.2.2. Coeficientes parciales de seguridad de las acciones
- 2.5. COMBINACIÓN DE ACCIONES
 - 2.5.1. Estados límite último
 - 2.5.2. Estados límite de servicio
 - 2.5.3. Estados límite último en cimentaciones
 - 2.5.4. Coeficientes de combinación

3. ACCIONES

- 3.1. ACCIONES PERMANENTES
- 3.2. ACCIONES VARIABLES
 - 3.2.1. Sobrecarga de uso
 - 3.2.2. Viento
 - 3.2.2.1. Parámetros básicos de viento
 - 3.2.2.2. Casos de carga de viento
 - 3.2.3. Nieve
 - 3.2.4. Temperatura
 - 3.2.5. Acciones sísmicas

3.3. ACCIONES EN LA CIMENTACIÓN

4. HIPÓTESIS DE CARGA

- 4.1. Estructura
- 4.2. Cimentación

5. MODELO ESTRUCTURAL

- 5.1. PROGRAMAS DE ORDENADOR UTILIZADOS
 - 5.1.1. SAP 2000
- 5.2. DESCRIPCIÓN DEL MODELO

6. COMPROBACIONES ESTRUCTURALES

- 6.1. OBTENCIÓN DE LOS DATOS
- 6.2. SECCIÓN TIPO
- 6.3. CUBIERTA
 - 6.3.1. Flecha
- 6.4. CORREAS
 - 6.4.1. Comprobaciones ELU
 - 6.4.1.1. Resistencia de la sección
 - 6.4.1.1.1. Momento flector
 - 6.4.1.1.2. Cortante
 - 6.4.1.1.4. Flector + Cortante
 - 6.4.2. Comprobaciones ELS
 - 6.4.2.1. Comprobación a flecha
- 6.5. CERCHAS
 - 6.4.1. Comprobaciones ELU
 - 6.4.1.1. Resistencia de la sección
 - 6.4.1.1.1. Momento flector
 - 6.4.1.1.2. Cortante
 - 6.4.1.1.3. Axil
 - 6.4.1.1.4. Flector + Cortante
 - 6.4.1.1.5. Flector + Axil
 - 6.4.1.2. Resistencia frente a pandeo lateral
 - 6.4.2. Comprobaciones ELS
 - 6.4.2.1. Comprobación a flecha
- 6.6. ARRIOSTRAMIENTO
 - 6.6.1. Comprobaciones ELU
 - 6.6.1.1. Resistencia de la sección
 - 6.6.1.1.1. Momento flector
 - 6.6.1.1.2. Cortante
 - 6.6.1.1.3. Axil
 - 6.6.1.1.4. Flector + Cortante
 - 6.6.1.1.5. Flector + Axil
 - 6.6.1.2. Resistencia frente a pandeo lateral
 - 6.6.2. Comprobaciones ELS
 - 6.6.2.1. Comprobación a flecha
- 6.7. PILARES
 - 6.7.1. Estados límite últimos
 - 6.7.1.1. Resistencia de la sección
 - 6.7.1.1.1. Momento flector
 - 6.7.1.1.2. Cortante
 - 6.7.1.1.3. Axil
 - 6.7.1.1.4. Flector + Cortante
 - 6.7.1.1.5. Flector + Axil



6.7.1.2 Resistencia frente a pandeo

6.7.1.2.1 Pandeo por flexión de piezas simples comprimidas

6.7.2 Estado límite de servicio

6.7.2. Estado límite de servicio de deformaciones

6.8. CIMENTACIONES

6.8.1.CIMENTACIONES INTERMEDIAS

6.8.1.1. Predimensionamiento de la sección

6.8.1.2. Comprobación de hundimiento

6.8.1.3. Comprobación a deslizamiento

6.8.1.4. Comprobación a vuelco

6.8.1.5. Estado límite último de agotamiento

6.8.1.6. Armaduras mínimas

6.8.1.6.1. Armadura mínima geométrica

6.8.1.6.2. Armadura mínima mecánica

6.8.1.7. Cálculo de longitudes de solape

6.8.1.8. Disposiciones de armado

6.8.1.9. Resumen de armados para la cimentación intermedia

6.8.2.CIMENTACIONES EXTERIORES

6.8.2.1. Predimensionamiento de la sección

6.8.2.2. Comprobación de hundimiento

6.8.2.3. Comprobación a deslizamiento

6.8.2.4. Comprobación a vuelco

6.8.2.5. Estado límite último de agotamiento

6.8.2.6. Armaduras mínimas

6.8.2.6.1. Armadura mínima geométrica

6.8.2.6.2. Armadura mínima mecánica

6.8.2.7. Cálculo de longitudes de solape

6.8.2.8. Resumen de armados para la cimentación intermedia

7. COMPROBACIONES NO ESTRUCTURALES

7.1. TRANSMITANCIA TÉRMICA

1. GENERALIDADES

1.1 OBJETO DEL PRESENTE ANEJO

El objeto del anejo presente es el cálculo y dimensionamiento de la nave, para ello será la determinación de las diferentes acciones actuantes en la estructura, las posibles hipótesis de carga y la realización de un modelo estructural para poder realizar las comprobaciones estructurales necesarias. Todo esto se realizará teniendo en cuenta como base de cálculo la normativa pertinente.

1.2. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA ESTRUCTURA

La estructura se concibe como de un sistema estructural formado por cerchas metálicas tipo Pratt, arriostradas entre sí, y apoyadas en sus extremos sobre pilares metálicos de sección constante del tipo HEB separados una distancia de 7.52 m respecto a la dirección longitudinal de la nave, y a una distancia de 34.51 m respecto a la dirección transversal, quedando un espacio completamente diáfano.

Los elementos resistentes de esta solución estructural serán las cerchas y los pilares, desde el punto de vista de las cargas verticales. Las cargas horizontales que actúan en la estructura se absorben por los arriostramientos, los arriostramientos se encuentran posicionados a lo largo de la cubierta y en los pórticos de fachada. El arriostramiento dispuesto en cubierta se trata de dos triangulaciones situadas entre la cercha situada en el eje 0 y la cercha situada en el eje 1, la otra triangulación se sitúa entre las cerchas cuyos ejes son 7 y 6, y 7 y 8.

Descripción en planta. Sobre los pilares ya descritos, apoyándose directamente sobre ellos y en la dirección de menor anchura de la parcela, las cerchas. Se definen de este modo ocho cerchas en el interior de la nave y cuatro cerchas situadas perimetralmente en los dos extremos del edificio, siendo sus dimensiones diferentes a las citadas anteriormente.

Las uniones de las cerchas a los pilares serán de tal modo que se impida el desplazamiento horizontal y vertical, permitiéndose el giro.

Los pilares apoyan sobre zapatas cuadradas realizadas in situ, la estructura cuenta con dos tipos de zapatas: las exteriores (tipo A), cuyas dimensiones son 2 x 2 x 0.8 y las intermedias (tipo B) cuyas dimensiones son 1.5 x 1.5 x 0.8.

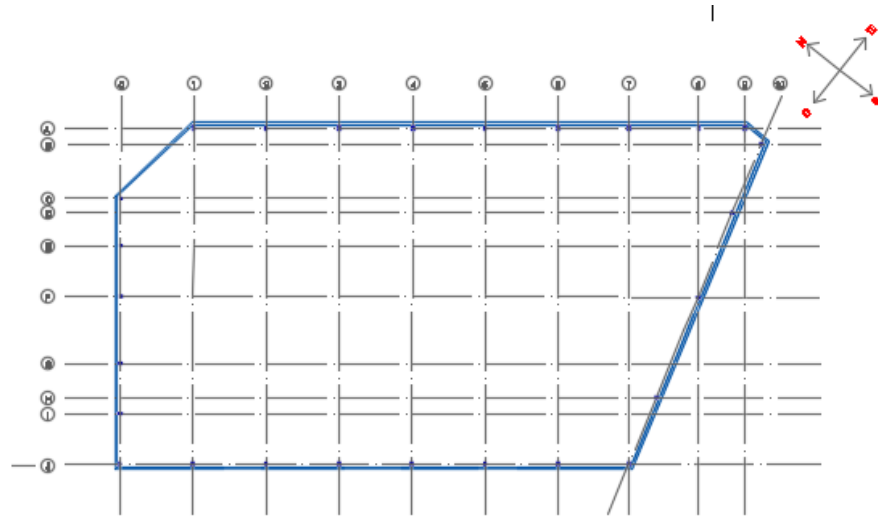


Figura 1.1. Planta y ejes

Pórtico tipo. Consta de dos pilares de 7.4 m de altura, sobre los cuales descansa una cercha tipo Pratt con una luz de aproximadamente 34 m. El canto máximo que alcanza la cercha es de 3 metros en la zona central, la unión de los puntos altos de todas las cerchas crea una limatesa a lo largo de la estructura, que permite el desagüe hacia los laterales, con una pendiente del 10%. Las aguas son recogidas por unos canalones que se distribuyen a lo largo de las secciones AA' y BB', y conectadas con la red de saneamiento con unas bajantes.

Los distintos elementos que componen la cercha, son elementos con secciones cuadradas tubulares, los cuales varían sus dimensiones según las cargas que deben resistir, para evitar el sobredimensionamiento y facilitar la construcción de la estructura, se han creado distintos grupos los cuales tendrán la misma sección;

- Montantes exteriores.
- Montantes interiores.
- Diagonales.
- Cordón superior.
- Cordón inferior.

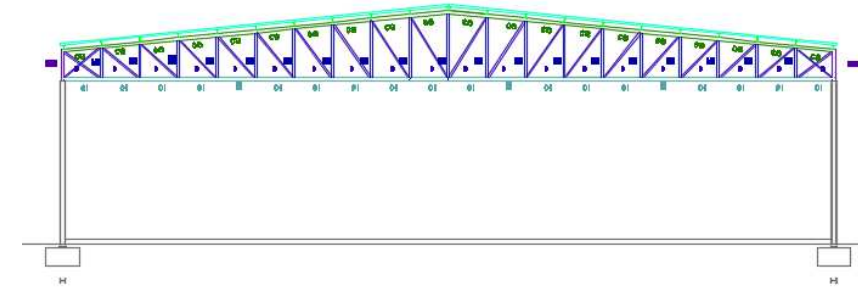


Figura 1.2. Pórtico tipo

Pórticos de fachada. En el alzado de fachada correspondiente al eje A, se observan nueve pilares en los cuales apoyan las cerchas. Los pilares conectan con el terreno mediante zapatas de 1.50 x 1.50 x 0.8 metros, a excepción de los pilares extremos que apoyan sobre zapatas de mayor dimensión 2.00x2.00x0.8metros. Para el anclaje de los paneles de fachada a la estructura, se han dispuesto unas vigas de fachada tipo UPN 180 de sección constante.

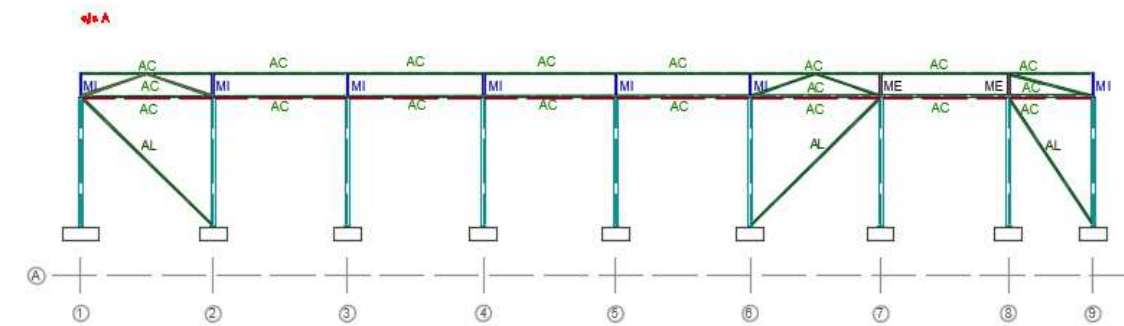


Figura 1.3. Sección eje A

El alzado de fachada correspondiente al eje J es similar al anterior, ya que los elementos resistentes son los mismos, la diferencia con el anterior es que hay ocho pilares separados entre sí 7.52 metros.

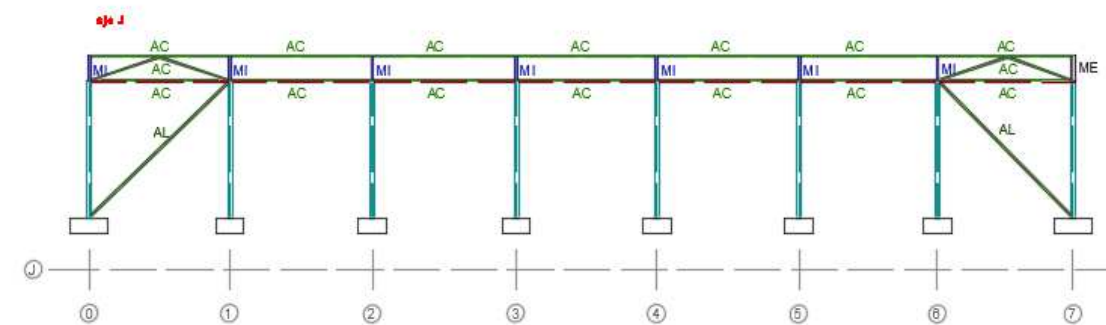


Figura 1.4. Sección eje J



Los pilares en las dos secciones citadas anteriormente alcanzan una altura de 7.4 metros, desde la cara superior de la cimentación, en la cabeza del pilar apoyan las cerchas y los arriostramientos laterales. Se observa que todos los pilares van unidos por un arriostramiento longitudinal, y únicamente los pilares extremos cuentan con un arriostramiento que une dos pilares consecutivos.

2. BASES DE CÁLCULO

2.1. NORMATIVA Y RECOMENDACIONES

Instrucción de Hormigón Estructural (EHE-08)

Código Técnico de la Edificación, Documento Básico, Seguridad Estructural, Acciones en la edificación (CTE, DB-SE-AE)

Código Técnico de la Edificación, Documento Básico, Seguridad Estructural, Cimientos (CTE, DB-SE-Cimientos)

Norma de Construcción Sismorresistente: Parte general y edificación (NCSE-02)

Guía de cimentaciones en obras de carreteras.

2.2. ESTADO LÍMITE DE DURABILIDAD

2.2.1. Estado límite de durabilidad

En los pilares y las cerchas de acero conforman la estructura del edificio proyectado que según el Art.8.2.2. de la EAE tiene una clase de exposición relativa a la corrosión atmosférica muy baja, CI, puesto que es una zona comercial.

En las zapatas, la clase general de exposición relativa a la corrosión de la armadura, al tratarse de una cimentación, es normal (IIa) según la tabla 8.2.2 de la EHE-08, ya que son elementos enterrados y están sometidos a la humedad del terreno.

La buena calidad de la ejecución de la obra influye en la durabilidad de la estructura y esto se ve reflejado en el recubrimiento necesario para los elementos resistentes.

2.2.2. Recubrimiento mínimo

Las zapatas al ser elementos ejecutados *in situ*, los recubrimientos exigidos por la normativa aplicad, son;

Δr de 5 mm, al tratarse elementos ejecutados *in situ*.

En las zonas de la zapata que se encuentran hormigonadas contra el terreno, el recubrimiento mínimo será al menos de 70 mm, en cambio en las zonas donde se haya dispuesto hormigón de limpieza el recubrimiento mínimo será el siguiente;

r_{min} depende de varias variables

-Clase de exposición: IIa

-Cemento: cualquiera

$-25 \text{ MPa} \leq f_{ck} \leq 40 \text{ MPa}$

-Vida útil: 50 años.

Con todo esto, el recubrimiento mínimo será:

-En las zonas sin hormigón de limpieza, 70 mm.

- En las zonas con hormigón de limpieza, 20 mm.

Por tanto el recubrimiento nominal será de;

- En las zonas sin hormigón de limpieza, 75 mm.

- En las zonas con hormigón de limpieza, 25 mm.

2.3. CARACTERISITCAS DE LOS MATERIALES

Los elementos estructurales de acero que componen la estructura son los pilares, cada uno de los elementos que forman la cercha, las correas y los arriostramientos.

El acero utilizado es un acero no aleado laminado en caliente, S 275. En cuanto al grado del acero se decide disponer S 275 J0.

El límite elástico mínimo es de 275 N/mm², y la resistencia a tracción puede adquirir los siguientes valores $430 < f_u < 580 \text{ N/mm}^2$ (EAE Art. 27.1).

El acero escogido para el diseño de la estructura tiene las siguientes propiedades;

Acero s 275 J0		
Módulo de elasticidad	E	210000 N/mm ²
Modulo de rigidez	G	81000 N/mm ²
Coeficiente de Poisson	ν	0.3
Coeficiente de dilatación térmica	α	0.000012
Densidad	ρ	7.850 kg/m ³

Tabla 2.1. Características del acero

El hormigón utilizado en las zapatas tiene las siguientes propiedades según (EHE-08. Art.39):

Resistencia característica	f_{ck}	30 MPa
Resistencia media a tracción	$f_{ct,m}$	-2.89 MPa
Resistencia inferior a tracción	$f_{ct,k}$	2.89 MPa
Módulo de deformación longitudinal secante a 28 días	E_{cm}	33578 MPa
Módulo de deformación longitudinal inicial	E_c	28577 MPa.
Consistencia		plástica

Tabla 2.2. Características del hormigón

El hormigón de limpieza dispuesto en la base de las zapatas cuenta con las siguientes características:

Resistencia característica	f_{ck}	20 MPa
Consistencia		Blanda

Tabla 2.3. Características del hormigón de limpieza

El acero utilizado para armar las zapatas tiene las siguientes características:

Acero en armaduras pasivas B 500 SD (EHE-08, Art.32.3)		
Carga unitaria máxima	f_u	550 MPa
Límite elástico	f_y	500 MPa
El alargamiento unitario bajo carga máxima	ϵ	0.01
El módulo de elasticidad	E	200000 MPa

Tabla 2.4. Características del acero pasivo

2.4. COEFICIENTES DE SEGURIDAD

2.4.1. Estados límite último

2.4.1.1. Coeficientes parciales de seguridad de los materiales

Según la EAE el artículo 15.3 el valor del coeficiente parcial para la resistencia de elementos estructurales frente a inestabilidad en estado límite último es de $\gamma_{M01}=1.05$.

2.4.1.2. Coeficientes parciales de seguridad de las acciones

Todos los cálculos necesarios para el correcto dimensionamiento de la estructura se han realizado en situaciones persistentes o transitorias. A continuación se muestran los valores que corresponden a los coeficientes de seguridad de las acciones;

Tipo de acción	Favorable	Desfavorable
Permanente	$\gamma_G=1.00$	$\gamma_G=1.35$
Variable	$\gamma_Q=0.00$	$\gamma_Q=1.50$

Tabla 2.5. Coeficientes parciales de seguridad de las acciones en ELU

2.4.2. Estados límite de servicio

2.4.2.1. Coeficientes parciales de seguridad de los materiales

Según la EAE el artículo 15.3 el valor del coeficiente parcial para la resistencia de elementos estructurales para la comprobación en servicio tiene un valor igual a la unidad.

2.4.2.2. Coeficientes parciales de seguridad de las acciones

A continuación se muestran los valores que corresponden a los coeficientes parciales para las acciones para las comprobaciones de los estados límite de servicio;

Tipo de acción	Favorable	Desfavorable
Permanente	$\gamma_G=1.00$	$\gamma_G=1.00$
Variable	$\gamma_Q=0.00$	$\gamma_Q=1.00$

Tabla 2.6. Coeficientes parciales de seguridad de acciones en ELS



2.5. COMBINACIONES DE ACCIONES

2.5.1. Estados límite último

Como se ha citado anteriormente, el diseño y predimensionamiento de la estructura se ha realizado para una situación de proyecto, persistente o transitoria, cuya combinación de acciones se muestra a continuación:

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

Donde:

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

$G^*_{k,j}$ es el valor característico de las acciones permanentes de valor no constante.

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

$Q_{k,i}$ es el valor característico de las acciones variables que actúan simultáneamente con la acción variable determinante.

2.5.2. Estados límite de servicio

Para este estado límite se considera únicamente las situaciones de proyecto persistentes y transitorias. Es el caso del presente documento, la combinación de acciones se define conforme a la siguiente expresión:

Combinación poco probable:

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

Donde:

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

$G^*_{k,j}$ es el valor característico de las acciones permanentes de valor no constante.

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

$Q_{k,i}$ es el valor característico de las acciones variables que actúan simultáneamente con la acción variable determinante.

2.5.3. Estados límite último en cimentaciones

Según el apartado 4.2 de la Guía de cimentaciones en obras de carreteras, la comprobación de hundimiento se realiza con la combinación ELU. Esta combinación se encuentra definida en el apartado A-1.6 del apéndice A.

Al tratarse de una situación persistente o transitoria la combinación a realizar es la siguiente;

Acciones permanentes + $\gamma_Q \cdot$ Acción variable dominante + $\sum \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot$ Otras acciones variables concomitantes.

2.5.4. Coeficientes de combinación

Los coeficientes de combinación de las diferentes acciones variables, los obtenemos a partir del apartado 4.2.4 del CTE, DB-SE. Para el diseño de la estructura se han tenido en cuenta las siguientes acciones variables; viento, sobrecarga de uso en zonas comerciales, nieve y temperatura, las cuales se detallan en el apartado 3. A continuación se definen las diferentes cargas variables junto con sus respectivos coeficientes de combinación.

-Coeficientes de simultaneidad para sobrecargas en edificios comerciales.

ψ_0	ψ_1	ψ_2
0.7	0.7	0.6

Tabla 2.7. Coeficientes de simultaneidad de la sobrecarga de uso

-Coeficientes de simultaneidad para la acción de la nieve para altitudes menores 1000m

ψ_0	ψ_1	ψ_2
0.7	0.5	0.2

Tabla 2.8. Coeficientes de simultaneidad de la nieve

-Coeficientes de simultaneidad para la acción de viento.

ψ_0	ψ_1	ψ_2
0.6	0.5	0.0

Tabla 2.9. Coeficientes de simultaneidad del viento

- Temperatura

ψ_0	ψ_1	ψ_2
0.6	0.5	0

Tabla 2.10. Coeficientes de combinación temperatura

3. ACCIONES

3.1. ACCIONES PERMANENTES

En el caso de la estructura 2 las cargas permanentes que sufre se detallan a continuación;

-Peso propio de las cerchas. Se ha obtenido a partir del peso específico del acero y el área de las secciones.

-Carga muerta 1. Las correas son secciones IPE 180, las cuales imponen una carga de 0.108 kN/m^2 .

-Carga muerta 2. Para el predimensionamiento de la estructura se ha tomado como referencia un catálogo de soluciones de cubierta, de la empresa Arval, de la cual se ha escogido una cubierta de la gama ONDATHERM con 80 mm de espesor y un peso de 13 kg/m^2 . Esta cubierta transmite una carga de 0.13 kN/m^2 .

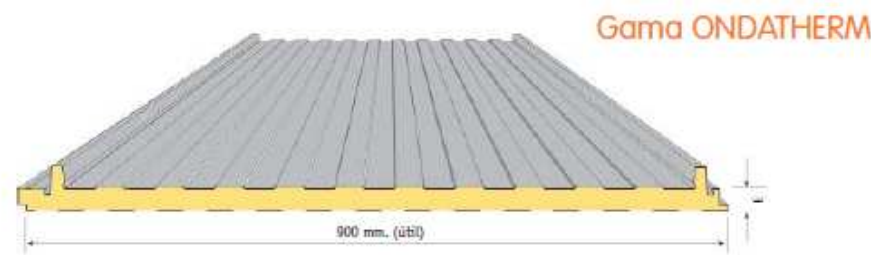


Figura 3.1. Cubierta gama ONDATHERM

3.2. ACCIONES VARIABLES

3.2.1. Sobrecarga de uso

Según el Apartado 3.1.1 del CTE, en el caso en el cual nos encontramos, una cubierta sobre correas, la cual es únicamente accesible para su conservación existen dos tipos de sobrecarga, una puntual vertical de 1 kN y otra repartida uniformemente de 0.4 kN/m^2 .

Para obtener la sobrecarga por metro lineal la debemos multiplicar por la distancia tributaria de las correas, siendo esta 1.73 metros. Dando así, una sobrecarga repartida de 0.69 kN/m . Como esta carga es mayor que la puntual, va a resultar más desfavorable para la estructura considerar la sobrecarga repartida que la puntual, por tanto a partir de ahora, cuando se hable de sobrecarga de uso se hará referencia a la repartida.

3.2.2. Viento

3.2.3. Parámetros básicos de viento

Según el CTE DB-SE-AE, la acción del viento es una fuerza perpendicular a la superficie la cual recibe la carga, y que se expresa como;

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

$q_b = 0.5 \text{ kN/m}^2$, válido para cualquier punto del territorio español.

C_e , es el coeficiente de exposición que varía según la altura del punto considerado.

C_e , es el coeficiente de exposición que varía según la altura del punto considerado. En nuestro caso no se van a sobrepasar los 200 m, por lo que puede utilizarse la siguiente expresión;

$$C_e = F \cdot (F + 7 \cdot k)$$

Donde:

$$F = k \ln (\max (z, Z) / L)$$

siendo k , L , Z parámetros característicos de cada tipo de entorno, según la tabla D.2, los valores obtenidos para una zona urbana en general, son los siguientes;

$$K = 0.22$$

$$L = 0.3$$

$$Z = 5$$

Suponemos $z = 7 \text{ m}$.

Por tanto el valor del coeficiente $C_e = 1.547$

C_p , es el coeficiente eólico o de presión. Depende del tipo de cubierta que se diseñe, y su valor varía en la cubierta y en las fachadas, por tanto se van a calcular en los apartados que se desarrollan a continuación.

3.2.4. Casos de carga de viento.

Según el CTE, DB-SE-AE, del lado de la seguridad se puede utilizar el anejo D.3 de este mismo documento, que recoge el valor más desfavorable de las cargas del viento conforme a las distintas direcciones.

En el caso de la estructura C, se tiene una cubierta a dos aguas, se va a proceder a desarrollar cada una de las 6 hipótesis de carga de viento que puede sufrir la estructura:

Opción de carga, V1:

La dirección $-45^\circ < \theta < 45^\circ$



$e = \min(65.68, 20) = 20 \text{ m}$

$h/d < 0.25$

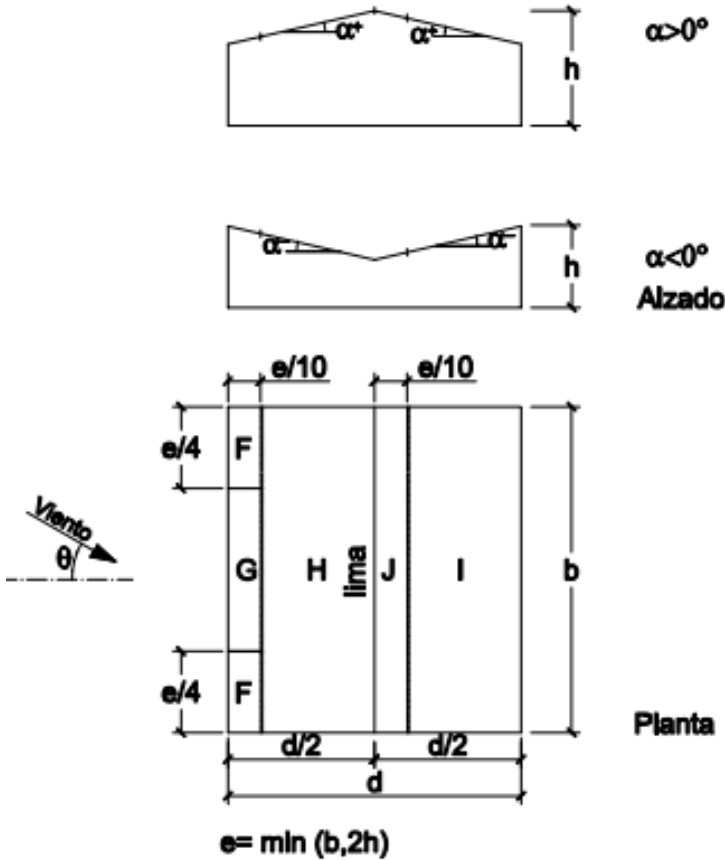


Figura 3.2. Cubiertas a dos aguas, tabla D.6 CTE DB-SE-AE. Anejo D.3

$e/4 = 20/4 = 5 \text{ m}$

$d/2 = 17.25 \text{ m}$

$e/10 = 2 \text{ m}$

$b = 65.68 \text{ m}$

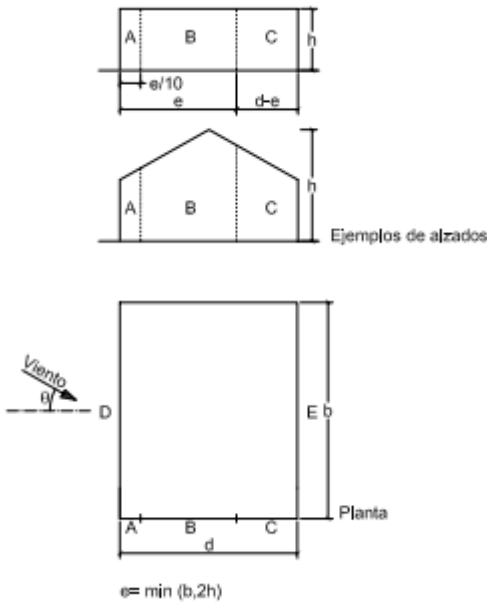


Figura 3.3. Paramentos verticales, tabla D.3 CTE DB-SE-AE. Anejo D.3

$h = 9 \text{ m}$

$b = 65.68 \text{ m}$

$d = 34.51 \text{ m}$

$e = 20 \text{ m}$

$d - e = 45.68 \text{ m}$

$e/10 = 2 \text{ m}$

A continuación se detallan las cargas de viento actuantes en cada zona;

Zonas	C _p	q _e kN/m ²
A	-1.2	-0.78
B	-0.8	-0.52
C	-0.5	-0.33
D	0.8	0.52
E	-0.7	-0.46
F	-1.7	-1.1

G	-1.2	-0.78
H	-0.6	-0.39
I	-0.6	-0.39
J	0.2	0.13

Tabla 3.1. Valores de viento actuante en cada zona

Opción carga de viento, V2:

En esta opción la estructura recibe al viento por la fachada opuesta a la opción V1, por tanto las cargas tienen el mismo valor pero su posición varia. Las zonas situadas en la parte izquierda de la cubierta pasan de forma simétrica a la parte derecha, de igual modo ocurre con las situadas en la zona derecha, en la fachada las zonas A y C intercambian sus posiciones, al igual que las zonas D y E.

Opción de carga de viento, V3:

En esta opción las zonas siguen siendo las mismas y están dispuestas en el mismo lugar de la cubierta que en la opción 1, pudiendo visualizarse en las imágenes expuestas anteriormente. La variación respecto a los casos anteriores, es el valor del coeficiente de presión/ succión, y en consecuencia el valor de la carga actuante:

Zonas	c_p	q_e kN/m ²
A	-1.2	-0.78
B	-0.8	-0.52
C	-0.5	-0.33
D	0.8	0.52
E	-0.7	-0.46
F	0.00	0
G	0.00	0
H	0.00	0
I	-0.6	-0.39
J	-0.6	-0.39

Tabla 3.2. Valores de viento actuante en cada zona

Opción de carga de viento, V4:

En esta opción la estructura recibe al viento por la fachada opuesta a la opción V3, por tanto las cargas tienen el mismo valor pero su posición varia. Las zonas situadas en la parte izquierda de la cubierta pasan de forma simétrica a la parte derecha, de igual modo ocurre con las situadas en la zona derecha, en la fachada las zonas A y C intercambian sus posiciones, al igual que las zonas D y E.

Opción de carga de viento, V5:

La dirección $45^\circ \leq \theta \leq 135^\circ$

$$e = \min(65.68, 20) = 20 \text{ m}$$

$$h/d < 0.25$$

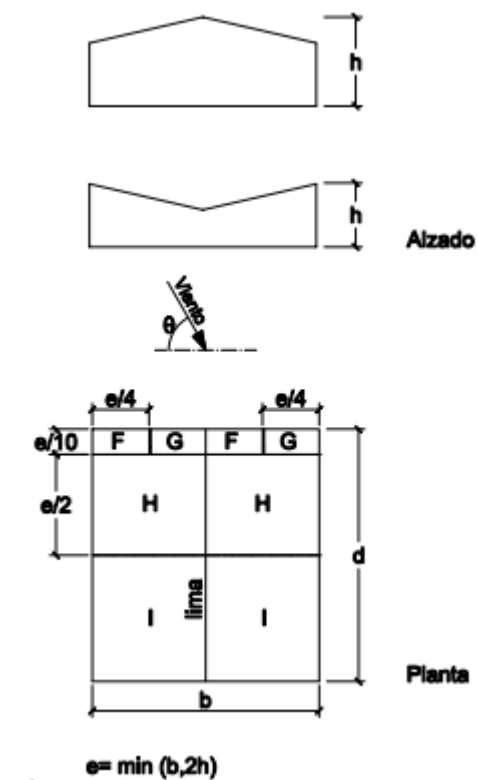


Figura 3.4. Cubiertas a dos aguas, tabla D.6 CTE DB-SE-AE. Anejo D.3

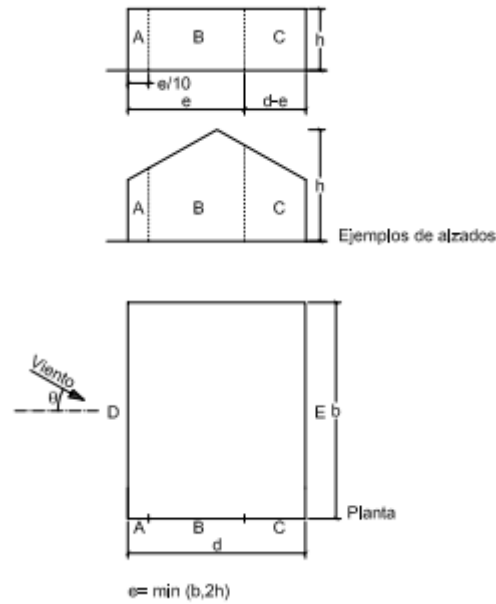


Figura 3.5. Paramentos verticales, tabla D.3 CTE DB-SE-AE. Anejo D.3

En este caso las zonas D pasa a estar en la fachada en la cual actúa el viento conforme a la imagen Tabla D.6 cubiertas a dos aguas, CTE, DB-SE-AE, Anejo D.3 , y la zona E pasa a situarse en la fachada opuesta a la de la zona D. Por otro lado las zonas A, B y C se distribuyen en este caso a lo largo de la fachada de mayor longitud.

A continuación se detallan las cargas actuantes en cada zona;

Zonas	C_p	$q_e \text{ kN/m}^2$
A	-1.2	-0.78
B	-0.8	-0.52
C	-0.5	-0.33
D	0.8	0.52
E	-0.7	-0.46
F	-1.6	-1.04
G	-1.3	-0.84
H	-0.7	-0.45
I	-0.6	-0.39

Tabla 3.3. Valores de viento actuante en cada zona

Opción de carga de viento, V6:

En esta opción la estructura recibe al viento por la fachada opuesta a la opción V5, por tanto las cargas tienen el mismo valor pero su posición varia. Las zonas situadas en la parte delantera de la cubierta pasan de forma simétrica a la parte trasera, de igual modo ocurre con las situadas en la zona trasera, en la fachada las zonas A y C intercambian sus posiciones, al igual que las zonas D y E.

3.2.3. Nieve

El valor de la carga depende del clima de la zona de actuación por tanto depende de distintos parámetros. Según el apartado 3.5 del CTE DB-SE-AE el valor de la carga de nieve por unidad de superficie en proyección horizontal, puede tomarse como;

$$q_n = \mu \cdot s_k$$

μ , es el coeficiente que tiene en cuenta la forma de la cubierta, en nuestro caso podemos añadir que nuestra cubierta presenta un faldón limitado interiormente, y en el que no hay impedimento al deslizamiento de nieve, además de una pendiente del 10%, por lo tanto el valor de forma tiene valor igual a la unidad.

s_k , es el valor de la sobrecarga de nieve según la capital de provincia. Nuestro edificio está situado en Paterna, Valencia por lo que s_k adquiere un valor de 0.2.

$$q_n = 0.2 \text{ kN/m}^2$$

3.2.4. Temperatura

Según el Anejo E y el apartado 3.4. del CTE DB-SE-AE, la temperatura máxima que pueden alcanzar los elementos exteriores es de 43°C por el contrario la temperatura mínima que pueden alcanzar estos elementos es de -5°C. Realizando una media entre ambas, se obtiene una temperatura media de exposición de 24°C. Por tanto se decide que el montaje de la estructura se realizará cuando la temperatura ambiente esté en torno a los 20 °C.

Finalizada la construcción, los elementos estructurales se encontraran protegidos en el interior del edificio por lo que su temperatura durante todo el año será de 20°C.

Debido a que la variación de temperatura entre el proceso de construcción y cuando la estructura se encuentre en servicio, será prácticamente nula por lo que no se ha considerado esta acción en los cálculos.

3.2.5. Acciones sísmicas

Todos los cálculos respecto a las acciones sísmicas, se realizaran conforme a la Norma de Construcción Sismorresistente: Parte general y edificación (NCSE-02).

En primer lugar se procede a la clasificación del edificio proyectado, siendo este un edificio de uso terciario situado en la localidad de Paterna, Valencia. Se decide que el edificio proyectado presenta clasificación de importancia normal puesto que, su destrucción en caso de terremoto, puede ocasionar víctimas, interrumpir un servicio, no imprescindible y producir importantes pérdidas económicas, según el apartado 1.2.2. NCSE-02.

En el caso en el que nos encontramos, un edificio con clasificación de importancia normal, la norma no es de aplicación cuando;

-En las construcciones de importancia normal con pórticos bien arriostrados entres sí en todas las direcciones cuando la aceleración sísmica básica a_b sea inferior a 0.08g.

Por lo que se va a proceder a obtener el valor que adquirirá la aceleración sísmica básica, conforme al apartado 2.2 Aceleración sísmica de cálculo, de la norma NCSE.

La aceleración sísmica básica viene dada en el apartado 2.1, el mapa sísmico de la norma sismoterresistente NCSE-02.



Figura 3.6. Mapa sísmico de la norma sismoterresistente NCSE-02

El edificio está situado en Paterna, Valencia, por lo que le corresponde una aceleración sísmica básica comprendida entre $0.04g < a_b < 0.08g$. De lo que se deduce que nos encontramos en un caso en el que la norma sismoterresistente no es de aplicación.

3.3. ACCIONES EN LA CIMENTACIÓN

Las acciones a las que se encuentra sometida la cimentación son las que le llegan desde la base del pilar, ya que este, apoya en la cimentación y le transmite todos los esfuerzos a los que se encuentra sometido. En esta estructura, según los esfuerzos que se transmiten, se puede diferenciar dos tipos de zapatas;

Tipo A. Son todas las zapatas sobre las que apoyan los pilares situados en las cerchas exteriores. Estas zapatas reciben cargas horizontales debidas a la acción del viento, las cuales crean flectores en la base del pilar y cargas verticales, que las vigas transmiten al pilar como axil y este a la cimentación, siendo estas el peso propio, viento en presión, la sobrecarga de uso, las cargas muertas y la nieve. A continuación se muestra una tabla resumen con todos los esfuerzos.

Esfuerzo	Peso propio	Carga muerta 1	Carga muerta 2	Sobrecarga de uso	Viento	Nieve
N	24.53KN	2.13 kN	4.42 kN	13.57 kN	49 kN	6.76 kN
M_x	-1.31 kN m	-0.11 kN m	-0.24 kN m	-0.73 kN m	-34.61KN m	-0.31 kN m

Tabla 3.4. Acciones en zapatas exteriores

Tipo B. Son las zapatas sobre las que apoyan los pilares que sostienen las cerchas intermedias, las cargas que reciben tienen un valor distinto, que las que reciben las zapatas exteriores. A continuación se muestra una tabla resumen con todos los esfuerzos.

Esfuerzo	Peso propio	Carga muerta 1	Carga muerta 2	Sobrecarga de uso	Viento	Nieve
N	37.66KN	3.38 kN	7.94 kN	24.39 kN	33.49 kN	12.15 kN
M_y	4.71 kN m	0.73 kN m	1.51 kN m	4.63 kN m	-32.4 kN m	2.31 kN m

Tabla 3.5. Acciones en zapatas interiores

4. HIPÓTESIS DE CARGA

Para el cálculo de la estructura se ha tenido en cuenta una serie de cargas, detalladas anteriormente. Aplicando las prescripciones del artículo 13 de la EHE-08 con los coeficientes de combinación del apartado 4.2.4 del CTE-DB.SE se han definido tres hipótesis de carga en estado límite último y tres hipótesis de carga en estado límite de servicio.

ELU (combinación persistente o transitoria):

-Hipótesis de carga 1: 1.35 PP + 1.35 CM + 1.5 SCU + 0.75 Nieve + 0.9 Viento

-Hipótesis de carga 2: 1.35 PP + 1.35 CM + 0 SCU + 1.5 Nieve + 0.9 Viento

-Hipótesis de carga 3: 1.35 PP + 1.35 CM + 0 SCU + 0.75 Nieve + 1.5 Viento

ELS (combinación característica):

-Hipótesis de carga 4: PP + CM + SCU + 0.5 Nieve + 0.6 Viento

-Hipótesis de carga 5: PP + CM + 0 SCU + Nieve + 0.6 Viento

-Hipótesis de carga 6: PP + CM + 0 SCU + 0.5 Nieve + Viento

5. MODELO ESTRUCTURAL

5.2. PROGRAMAS DE ORDENADOR UTILIZADOS

5.2.3. SAP 2000

Para el cálculo de los esfuerzos a los que se encuentran sometidas las cerchas, así como todas las combinaciones y las hipótesis de viento posibles, se ha utilizado el programa SAP 2000.

5.3. DESCRIPCIÓN DEL MODELO

Se ha empleado un modelo 3D, con todos los elementos que componen la estructura. A continuación se desarrollará paso a paso como se ha realizado el dimensionamiento de la estructura.

En primer lugar se dibuja la estructura completa (excepto las correas) en el programa AUTOCAD, en tres dimensiones. Cada barra se representa por una línea.

Seguidamente se definen los movimientos restringidos. Los pilares se empotran en la base.

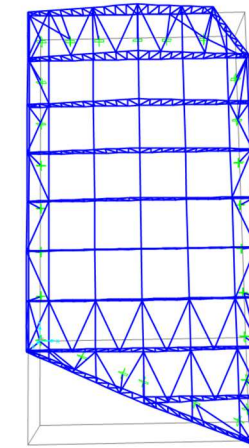


Figura 5.1. Planta estructura

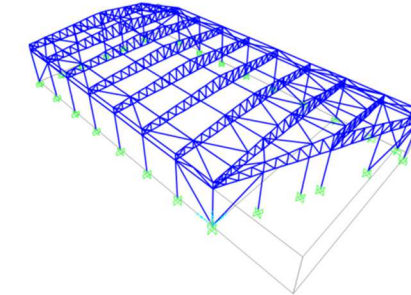


Figura 5.2. Estructura 3D

A continuación se define el material como un acero S- 275, y se asignan la secciones correspondientes a las barras que conforman los grupos citados anteriormente, (estas secciones no son las definitivas únicamente se disponen para poder calcular la estructura), las cuales se detallan a continuación;

-Pilares, HEB 300.

- Montantes exteriores, Tubo 180x180x8.

-Montantes interiores, Tubo 140x140x8.

-Diagonales, Tubo 140x140x8.

-Cordón Superior, Tubo 180x180x10.

-Cordón inferior, Tubo 180x180x10.

-Arriostramientos, Tubo 60x60x3.6.

Una vez hecho esto, se introducen en el modelo las cargas puntuales que llegan a cada uno de los nudos de la cercha. Para expresar las cargas repartidas como cargas puntuales basta con multiplicarlas por la longitud tributaria correspondiente, por la longitud de la correa y por $\frac{1}{2}$, de modo que obtenemos la reacción del esfuerzo cortante que sufre la correa y transmite a la cercha.

Primero se definen las cargas permanentes en cada uno de los nudos del cordón superior de la cercha;

DEAD, peso propio de la estructura.

CM1, carga que provoca el peso propio de la IPE 180, 0.41 kN.

CM2, carga que provoca el peso propio de la cubierta, 0.85 kN.

Seguidamente se definen las cargas variables, cabe añadir que la sobrecarga de uso y la nieve se aplican en cada uno de los nudos del cordón superior, en el caso del viento como se ha explicado en el apartado 3.2.2 el viento actúa en la cubierta y en los laterales de la estructura, definiéndose como cargas



puntuales en los nudos de los cordones superiores, y como cargas distribuidas en los pilares, respectivamente.

-SCU, sobrecarga de uso, 2.61 kN.

-Nieve, carga horizontal de la carga de nieve, 2.61 kN.

-V1, combinación de los vientos 1.

La cubierta está sometida, en la mayor parte de su superficie, a la succión del viento en diferentes valores, dependiendo de la zona. Los primeros 5 metros en los dos extremos del edificio, que comprenden al eje 0 y al eje 10, en los cuales se sitúan las cerchas exteriores están sometidos a una succión de -2.93 kN en la zona central de la cercha, en los dos metros extremos está sometida a una succión de -8.27 kN.

En la zona central del edificio las cerchas situadas entre el eje 1 y el eje 8, están sometidos a una succión de -2.93 kN en la zona central de la cercha y en los dos metros extremos sufren una succión de -5.07 kN.

Paramentos verticales. Los pilares situados en el eje 1 y en el eje 10 están sometidos a distintas succiones; Los pilares J0 y 7-10, están sometidos a una succión transversal, la cual tiene un valor de 0.78 kN/m. Los pilares I0, H0, G0, F0, I10, H10, G10 y F10 están sometidos a una succión transversal de 0.52 kN/m. El resto de los pilares se encuentran sometidos a una succión transversal de -0.33 kN/m.

-V2, combinación de los vientos 2.

La cubierta está sometida a unas cargas del mismo valor que en la combinación de vientos 1.

Paramentos verticales. Los pilares situados en el eje 1 y en el eje 10 están sometidos a distintas succiones; Los pilares A1 y B10, están sometidos a una succión transversal, la cual tiene un valor de 0.78 kN/m. Los pilares A0, B0, C0, D0, F0, A10, B10, C10, D10 y F10 están sometidos a una succión transversal de 0.52 kN/m. El resto de los pilares se encuentran sometidos a una succión transversal de -0.33 kN/m.

-V3, combinación de los vientos 3.

La cubierta está sometida, a una succión que afecta a media cubierta, esta succión adquiere el mismo valor en toda la cubierta siendo este de 2.53 kN.

Paramentos verticales. Los pilares situados en el eje 1 y en el eje 10 están sometidos a distintas succiones; Los pilares J0 y 7-10, están sometidos a una succión transversal, la cual tiene un valor de 5.86 kN/m. Los pilares I0, H0, G0, F0, I10, H10, G10 y F10 están sometidos a una succión transversal de 3.91 kN/m. El resto de los pilares se encuentran sometidos a una succión transversal de 2.48 kN/m.

-V4, combinación de los vientos 4.

La cubierta está sometida a unas cargas del mismo valor que en la combinación de vientos 3, la única diferencia es que la zona cargada se sitúa en la otra mitad de la cubierta.

Paramentos verticales. Los pilares situados en el eje 1 y en el eje 10 están sometidos a distintas succiones; Los pilares A1 y B10, están sometidos a una succión transversal, la cual tiene un valor de 5.86 kN/m. Los pilares A0, B0, C0, D0, F0, A10, B10, C10, D10 y F10 están sometidos a una succión transversal de 3.91 kN/m. El resto de los pilares se encuentran sometidos a una succión transversal de 2.48 kN/m.

-V5, combinación de los vientos 5.

Toda la superficie de la cubierta se encuentra succionada, pero los valores de las cargas varían en la dirección longitudinal del edificio. Los primeros dos metros los cuales afectan a la cercha situada en el eje 0, crean succiones en la cubierta, en el centro de la cercha el valor de la carga es de 7.82 kN y en los 5 metros exteriores 6.31 kN.

Los pilares situados en el eje 0 sufren una presión transversal de 3.91 kN/m, y los pilares situados en el eje 10 sufren una succión transversal de 3.45 kN/m. Los pilares situados en la dirección longitudinal del edificio sufren succiones que adquieren valores distintos según la posición los pilares situados en los 2 primeros metros J0 y A0 sufren una succión transversal de 5.86 kN/m, los pilares J1 y A1 sufren una succión de 3.91 kN/m, el resto de los pilares se encuentran sometidos a una succión de valor 2.48 kN/m.

-V6, combinación de los vientos 6.

Toda la superficie de la cubierta se encuentra succionada, pero los valores de las cargas varían en la dirección longitudinal del edificio. Los primeros dos metros los cuales afectan a la cercha situada en el eje 10, crean succiones en la cubierta, en el centro de la cercha el valor de la carga es de 7.82 kN y en los 5 metros exteriores 6.31 kN.

Los pilares situados en el eje 0 sufren una presión transversal de 3.45 kN/m, y los pilares situados en el eje 10 sufren una succión transversal de 3.91 kN/m. Los pilares situados en la dirección longitudinal del edificio sufren succiones que adquieren valores distintos según la posición los pilares situados en los 2 primeros metros A10, A9 y J10 sufren una succión transversal de 5.86 kN/m, los pilares J9 y A8 sufren una succión de 3.91 kN/m, el resto de los pilares se encuentran sometidos a una succión de valor 2.48 kN/m.

Una vez aplicadas todas las cargas nos disponemos a determinar las distintas envolventes, en primer lugar vamos a crear una envolvente ENV_V de todos los casos de viento, en la que el programa escoge la más desfavorable.

A continuación se crean las siguientes combinaciones;

-ELU_1 = 1.35 (CM1+CM2+DEAD) + 1.5 SCU + 0.75 Nieve + 0.9 ENV_AUX_VIENTO

-ELU_2 = 1.35 (CM1+CM2+DEAD) + 1.5 Nieve + 0 SCU + 0.9 ENV_AUX_VIENTO

-ELU_3 = 1.35 (CM1+CM2+DEAD) + 1.5 ENV_AUX_VIENTO + 0 SCU + 0.75 Nieve

-ELS_1_PocoProbable=1.00 (CM1+CM2+DEAD) + 1.00 SCU + 0.5 Nieve +0.6 ENV_AUX_VIENTO

- ELS_2_PocoProbable=1.00 (CM1+CM2+DEAD) + 1.00 Nieve + 0 SCU +0.6 ENV_AUX_VIENTO

ELS_3_PocoProbable=1.00 (CM1+CM2+DEAD) + 1.00 ENV_AUX_VIENTO + 0.5 Nieve +0 SCU

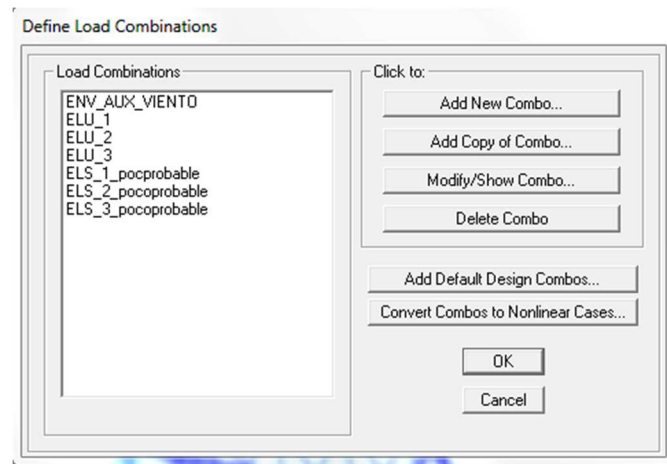


Figura 5.3. Definición de las combinaciones de acciones

Tras procesar la estructura, obtenemos una solución sobredimensionada, por lo que se procede a disponer distintas secciones. Debido a las distintas cargas que actúan en las cerchas, algunas cerchas precisan de secciones más resistentes.

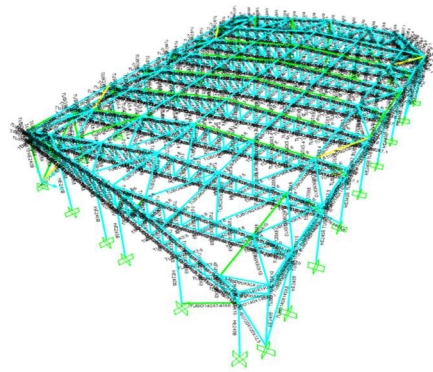


Figura 5.4. Estructura 3d dimensionada.

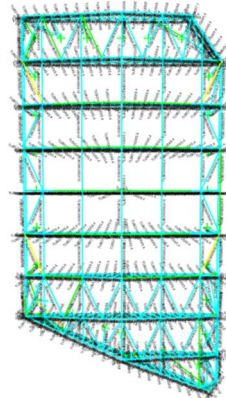


Figura 5.5. Estructura en planta dimensionada

A continuación se detallan las distintas secciones que conforman las cerchas. Se van a detallar las secciones de cada una de las cerchas, por grupos, cada uno de los grupos están compuestos por las cerchas que contienen las mismas secciones. Para reconocer las cerchas se han numerado, esta numeración puede verse en los planos que se detallan en el documento nº2. Existen tres grupos diferentes;

-Grupo 1, el cuál contiene una cercha exterior, la cercha 1.

-Grupo 2, en el se encuentran las cerchas interiores, y del cual se extrae la sección tipo. Cerchas, 2 -3-4-5-6-7-8-9-10.

-Grupo 3, en el se encuentran las cerchas 11 y 12, cerchas exteriores.

A continuación se detallan las secciones que componen cada una de las cerchas;

Cerchas /Sección tipo	1
Arriostramiento cubierta	90x90x10
Arriostramiento lateral	140x140x8
Cordón superior	140x140x8
Cordón inferior	140x140x7.1
Montantes exteriores	140x140x7.1
Montantes interiores	120x120x8
Diagonales	60x60x3.6
Pilares	HEB 240

Tabla 5.1. Secciones del grupo 1

Cerchas /Sección tipo	2 -3-4-5-6-7-8-9-10
Arriostramiento cubierta	90x90x10
Arriostramiento lateral	140x140x8
Cordón superior	140x140x8
Cordón inferior	140x140x7.1
Montantes exteriores	140x140x7.1
Montantes interiores	140x140x7.1
Diagonales	60x60x3.6
Pilares	HEB 240

Tabla 5.2. Secciones del grupo 2

Cerchas	11-12
Arriostramiento cubierta	90x90x10
Arriostramiento lateral	140x140x8
Cordón superior	180x180x10
Cordón inferior	180x180x10
Montantes exteriores	180x180x10
Montantes interiores	120x120x8
Diagonales	60x60x3.6
Pilares	HEB 240

Tabla 5.3. Secciones del grupo 3

6. COMPROBACIONES ESTRUCTURALES

6.1. OBTENCIÓN DE LOS DATOS

Como se cita anteriormente, la estructura se ha predimensionado y comprobado con el programa de cálculo SAP 2000.

Tras varias iteraciones se consigue ajustar la estructura a los perfiles adecuados, en la primera iteración los perfiles indicados se basan en cálculos realizados con hojas de cálculo diseñadas según la normativa EAE.

Para el cálculo de la estructura el programa SAP 2000, utiliza la normativa europea, en concreto los Eurocódigos (poner la versión del sap), por tanto los resultados que ofrece el programa de cálculo provienen de las comprobaciones explícitas en esta norma.

Las comprobaciones que se realizan para asegurar el buen funcionamiento de la estructura, las cuales se detallan en apartados posteriores, son las exigidas por la normativa española, EAE debido a la familiarización con esta normativa.

Cabe añadir que todos los datos que se muestran a continuación se extraen de las tablas que muestran las características resistentes de cada material, una vez finalizada la comprobación de la estructura.

Todas las comprobaciones que exijan los grupos citados anteriormente, se realizan para el elemento más solicitado del grupo frente a cada acción.

6.2. SECCIÓN TIPO

Las comprobaciones necesarias para comprobar la estabilidad de la sección tipo se detallan a continuación.

Debido a la gran cantidad de elementos que componen la estructura se ha decidido realizar las comprobaciones que exige la normativa, a los elementos más solicitados en una sección tipo.

A continuación se descompone la estructura en los grupos citados al inicio de este documento. De cada uno de estos grupos y para cada una de las comprobaciones, se escogerá el elemento más solicitado.

Puede tomarse como ejemplo el siguiente caso; Se van a realizar las comprobaciones a flexión para el grupo de elementos diagonales, de todas las diagonales que forman parte de la sección tipo, se escogerá la diagonal que más solicitada a flexión para la comprobación a flexión.

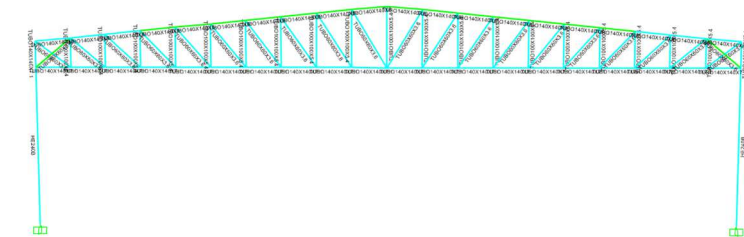


Figura 6.1. Estructura en planta dimensionada

6.3. CUBIERTA

6.3.1. Flecha

Para la cubierta, se ha tomado como referencia un catálogo de soluciones de cubierta, de la empresa Acelor Mital la cual usa perfiles Ondatherm de la empresa Arval, de la que se ha escogido una cubierta tipo Ondatherm con 80mm de espesor la cual resiste una luz de 2m, existente entre las correas en las que se apoya la cubierta.

Consideraremos para el cálculo y comprobación de la flecha de la cubierta un tramo biapoyado.

Según el CTE, DB-SE, la flecha para garantizar la integridad, la flecha debe ser menor que $L/300$. Para garantizar el confort, la flecha debe ser menor a $L/350$ y por último, para garantizar la apariencia, la flecha debe ser menor a $L/300$. Por tanto, de todo esto se puede deducir que, si se exige que la flecha sea menor a $L/350$ ese estará cumpliendo todos los requisitos de la norma.

A partir del catálogo del perfil Ondatherm, se obtiene la carga máxima para tener una flecha de $L/200$, así que se tiene que obtener la carga máxima para tener una flecha de $L/350$ y comparar esta carga con la que le llega a la cubierta.

Las cargas que le llegan al perfil se van a describir a continuación;



- Sobrecarga de uso, 0.4 KN/m².

- Nieve, 0.2 KN/m².

- Viento, -0.45 KN/m².

-Cubierta, 0.13 KN/m².

Dando así una carga q que llega al perfil de 0.31 KN/m².

Con los datos proporcionados por el catálogo, y comparando los resultados para que se cumplan las restricciones pertinentes, el perfil que cumple con los requisitos, es el perfil, de cubierta Ondatherm de 80mm de espesor, y 2 m de luz.

6.4. Correas

6.4.1 Comprobaciones ELU

6.4.1.1 Resistencia de la sección

6.4.1.1.1 Momento flector

Según el artículo 34.4 de la EAE, las secciones resistirán a flexión siempre que;

$$M_{ed} < M_{c,Rd}$$

$$M_{ed} = 12.39 \text{ kN m}$$

La correa es una IPE 180, por lo que es una sección de clase 1, por tanto;

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

$$M_{c,Rd} = 43.58 \text{ kN m}$$

Puesto que el momento al cual se somete la sección es menor que el momento resistente de la sección, la correa cumple a flexión.

6.4.1.1.2 Cortante

Según el artículo 34.5 de la EAE, las secciones resistirán a cortante siempre que;

$$V_{ed} < V_{c,Rd}$$

$$V_{ed} = 6.6 \text{ kN}$$

$$V_{c,Rd} = A \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}}$$

$$V_{c,Rd} = 157.72 \text{ kN}$$

Puesto que el cortante al cual se somete la sección es menor que el cortante resistente, la correa cumple a cortante según la normativa.

6.4.1.1.4 Flector + Cortante

Según el apartado 34.7.1 de la EAE, las secciones cumplirán a flexión +cortante siempre y cuando se verifique la siguiente expresión;

$$V_{ed} < 0.5 V_{pl,Rd}$$

$$V_{ed} = 6.6 \text{ kN}$$

$$0.5 V_{pl,Rd} = 0.5 \cdot 157.72 = 78.86 \text{ kN}$$

La restricción impuesta por la norma se cumple para la sección elegida para las correas.

6.4.2 Comprobaciones ELS

6.4.2.1 Comprobación a flecha

Según el CTE, DB-SE, la flecha para garantizar la integridad, la flecha debe ser menor que L/300. Para garantizar el confort, la flecha debe ser menor a L/350 y por último, para garantizar la apariencia, la flecha debe ser menor a L/300. Por tanto, de todo esto se puede deducir que, si se exige que la flecha sea menor a L/350 ese estará cumpliendo todos los requisitos de la norma.

A partir de las cargas actuantes se calcula la flecha existente para la situación de confort la cual exige la combinación de acciones poco probable, el valor que adquiere esta flecha es de 1.56 cm. Por otro lado se calcula la flecha máxima para la situación de confort, que resulta ser 2.14 cm, por tanto la flecha máxima exigida es mayor que la flecha existente, lo que concluye en que la correa cumple las condiciones que impone la norma en las deformaciones.

6.5. Cerchas

Las cerchas se componen de distintos tipos de elementos, cada uno de ellos recibe unas cargas distintas.

Cabe añadir que la mayoría de las cerchas reciben las mismas cargas y las resisten del mismo modo, excepto las cerchas que se citan en apartados anteriores y se han predimensionado con distintas secciones. Debido a la extensión del presente documento, nos vamos a centrar en desarrollar el cálculo de todos los elementos que pertenecen a las cerchas tipo.

6.5.1 Comprobaciones ELU

6.5.1.1 Resistencia de la sección

6.5.1.1.1 Momento flector

Según el artículo 34.4 de la EAE, las secciones resistirán a flexión siempre que $M_{ed} < M_{c,Rd}$. Todos los elementos que componen la cercha sufren este tipo de esfuerzos, a continuación se comparan los esfuerzos que sufren y los esfuerzos que son capaces de resistir las secciones, todos ellos han sido obtenidos del programa de cálculo SAP 2000;

Elemento	Sección	M_{ed} kN m	$M_{c,Rd}$ kN m
Cordón superior	Tubo 140x140x8	1.05	54.81
Cordón inferior	Tubo 140x140x7.1	-12.80	49.32
Montantes	Tubo 100x100x5.4	2.93	19.00
Diagonales	Tubo 60x60x3.6	-0.21	4.5

Tabla 6.1. Esfuerzos de flexión.

Puede comprobarse que en todos los elementos $M_{ed} < M_{c,Rd}$, por lo que la cercha cumple a flexión conforme la norma indica.

Cabe añadir que para las comprobaciones de flexión se han escogido los elementos de cada uno de los grupos citados anteriormente, que sufrían cargas más desfavorables. Para el caso de flexión se han escogido todos los elementos situados en los extremos.

6.5.1.1.2 Cortante

Según el artículo 34.5 de la EAE, las secciones resistirán a cortante siempre que;

$$V_{ed} < V_{c,Rd}$$

Todos los elementos que componen la cercha sufren este tipo de esfuerzos, a continuación se comparan los esfuerzos que sufren y los esfuerzos que son capaces de resistir las secciones, todos ellos han sido obtenidos del programa de cálculo SAP 2000;

Elemento	Sección	V_{ed} kN	$V_{c,Rd}$ kN
Cordón superior	Tubo 140x140x8	-1.41	319
Cordón inferior	Tubo 140x140x7.1	9.64	285.33
Montantes	Tubo 100x100x5.4	-3.73	154.46
Diagonales	Tubo 60x60x3.6	-0.23	61.40

Tabla 6.2. Esfuerzos de cortante.

Puede comprobarse que en todos los elementos $V_{ed} < V_{c,Rd}$ por lo que la cercha cumple a cortante conforme la norma indica.

Cabe añadir que para las comprobaciones de cortante se han escogido los elementos de cada uno de los grupos citados anteriormente, que sufrían cargas más desfavorables. Para el caso de flexión se han escogido todos los elementos situados en los extremos.

6.5.1.1.3 Axil

Según el artículo 34.3 y 34.2 de la EAE, las secciones resistirán a compresión y tracción, respectivamente, siempre que;

$$N_{ed} < N_{c,Rd}, \text{ en el caso de elementos comprimidos.}$$

$$N_{ed} < N_{t,Rd}, \text{ en el caso de los elementos traccionados.}$$

Todos los elementos que componen la cercha sufren este tipo de esfuerzos, a continuación se comparan los esfuerzos que sufren y los esfuerzos que son capaces de resistir las secciones, todos ellos han sido obtenidos del programa de cálculo SAP 2000;

Elemento	Sección	N_{ed} kN	$N_{c,Rd}$ kN	$N_{t,Rd}$ kN
Cordón superior	Tubo 140x140x8	-233.29	1106.28	-
Cordón inferior	Tubo 140x140x7.1	234.73	-	1168.43
Montantes	Tubo 100x100x5.4	-41.69	535.07	-
Diagonales	Tubo 60x60x3.6	90.23	-	212

Tabla 6.3. Esfuerzos de axil.



Puede comprobarse que en todos los elementos sometidos a compresión se cumple que $N_{ed} < N_{c,Rd}$, y que en todos los elementos sometidos a tracción se cumple $N_{ed} < N_{t,Rd}$ por lo que la cercha cumple a axil conforme la norma indica.

Cabe añadir que para las comprobaciones se han escogido los elementos de cada uno de los grupos citados anteriormente, que sufrían cargas más desfavorables. Para la comprobación del cortante se han escogido los elementos pertenecientes al grupo de cordón superior e inferior, aquellos situados en el centro, por otro lado los elementos pertenecientes al grupo de los montantes y las diagonales, se han escogido los que están situados en los extremos.

6.5.1.1.4 Flector + Cortante

Según el apartado 34.7.1 de la EAE, las secciones cumplirán a flexión +cortante siempre y cuando se verifique la siguiente expresión;

$$V_{Ed} < 0.5 V_{pl,Rd}$$

En el caso del cordón superior $V_{Ed} = -1.41$ kN, y $0.5 V_{c,Rd} = 159.5$ kN, siendo superior el siguiente valor cumple la condición impuesta por la normativa.

En el caso del cordón inferior $V_{Ed} = 9.64$ kN, y $0.5 V_{c,Rd} = 142.5$ kN, siendo superior el siguiente valor cumple la condición impuesta por la normativa.

En el caso de los montantes $V_{Ed} = -3.73$ kN, y $0.5 V_{c,Rd} = 77$ kN, siendo superior el siguiente valor cumple la condición impuesta por la normativa.

En el caso de las diagonales $V_{Ed} = -0.23$ kN, y $0.5 V_{c,Rd} = 30.7$ kN, siendo superior el siguiente valor cumple la condición impuesta por la normativa.

6.5.1.1.5 Flector + Axil

Según el artículo 34.7.2 de la EAE todas las secciones que se verifique la expresión impuesta a continuación, resistirán frente flexión +axil;

$M_{Ed} \leq M_{N,Rd}$, se procede al cálculo de la resistencia plástica de cálculo a flexión reducida para todas las secciones:

Cordón superior, con una sección de tubo 140x140x8, la resistencia reducida adquiere un valor de;

$$M_{N,Rd} = M_{c,Rd}(1-n)/(1-0.5 a_w)$$

$M_{N,Rd} = 56.22$ kN, siendo este valor superior M_{Ed} , por tanto los cordones superiores cumplen la restricción de flexión +axil.

Cordón inferior, con una sección de tubo 140x140x7.1, la resistencia reducida adquiere un valor de;

$$M_{N,Rd} = M_{c,Rd}(1-n)/(1-0.5 a_w)$$

$M_{N,Rd} = 51.57$ kN m siendo este valor superior M_{Ed} , por tanto los cordones inferiores cumplen la restricción de flexión +axil.

Montantes, con una sección de tubo 100x100x5.4, la resistencia reducida adquiere un valor de;

$$M_{N,Rd} = M_{c,Rd}(1-n)/(1-0.5 a_w)$$

$M_{N,Rd} = 22.89$ kN m, siendo este valor superior M_{Ed} , por tanto los montantes cumplen la restricción de flexión +axil.

Diagonales, con una sección de tubo 60x60x3.6, la resistencia reducida adquiere un valor de;

$$M_{N,Rd} = M_{c,Rd}(1-n)/(1-0.5 a_w)$$

$M_{N,Rd} = 4.68$ kN m siendo este valor superior M_{Ed} , por tanto las diagonales cumplen la restricción de flexión +axil.

6.5.1.2 Resistencia frente a pandeo lateral

Según el apartado 35.1 de la EAE, los elementos comprimidos que cumplirán a pandeo siempre que;

$N_{ed} < N_{b,Rd}$, a continuación se procede a la comparación de el axil de compresión de cálculo y la resistencia de cálculo a pandeo, ambos datos se extraen de programa de cálculo SAP 2000. Cabe añadir que no todos los elementos sufren compresión, por lo tanto únicamente se va a detallar dicha comprobación para los elementos sometidos a este tipo de esfuerzo.

Elemento	Sección	N_{ed} kN	$N_{b,Rd}$ kN
Cordón superior	Tubo 140x140x8	-233.29	1115.717
Montantes	Tubo 100x100x5.4	-41.69	417.941

Tabla 6.4. Comprobación pandeo lateral.



6.5.2 Comprobaciones ELS

6.5.2.1 Comprobación a flecha

Según el CTE, DB-SE, la flecha para garantizar la integridad, la flecha debe ser menor que $L/300$. Para garantizar el confort, la flecha debe ser menor a $L/350$ y por último, para garantizar la apariencia, la flecha debe ser menor a $L/300$. Por tanto, de todo esto se puede deducir que, si se exige que la flecha sea menor a $L/350$ ese estará cumpliendo todos los requisitos de la norma.

A partir del programa de cálculo SAP 2000, se obtiene la flecha que sufre la cercha, debido las cargas combinadas conforme la combinación poco probable que se exige para garantizar el confort de los usuarios, el valor que adquiere esta flecha es de 1.9 cm. Por otro lado se calcula la flecha máxima para la situación de confort, que resulta ser 9.86 cm, por tanto la flecha máxima exigida es mayor que la flecha existente, lo que concluye en que la cercha cumple las condiciones que impone la norma en las deformaciones.

6.6. Arriostramiento

Los elementos que conforman el grupo de arriostramiento, se encuentran distribuidos a lo largo de la cubierta y de las fachadas laterales. Para realizar las comprobaciones pertinentes se ha escogido el elemento más solicitado, dispuesto en la cubierta.

6.6.1 Comprobaciones ELU

6.6.1.1 Resistencia de la sección

6.6.1.1.1 Momento flector

Según el artículo 34.4 de la EAE, las secciones resistirán a flexión siempre que $M_{ed} < M_{c,Rd}$.

Los datos necesarios para realizar esta comprobación se han obtenido del programa de cálculo SAP 2000.

$$M_{ed} = -1.61 \text{ kN m}$$

$M_{c,Rd} = 25.27 \text{ kN m}$, siendo este valor bastante superior a M_{ed} por lo que se deduce que el arriostramiento cumple las comprobaciones frente a flexión exigidas la normativa.

6.6.1.1.2 Cortante

Según el artículo 34.5 de la EAE, las secciones resistirán a cortante siempre que;

$$V_{ed} < V_{c,Rd}$$

Los datos necesarios para realizar esta comprobación se han obtenido del programa de cálculo SAP 2000.

$$V_{ed} = 1.38 \text{ kN}$$

$V_{c,Rd} = 241.93 \text{ kN}$, siendo este valor bastante superior a V_{ed} por lo que se deduce que el arriostramiento cumple las comprobaciones frente a cortante exigidas por la normativa.

6.6.1.1.3 Axil

Todos los elementos que conforman el grupo de arriostramiento se encuentran sometidos a esfuerzos de compresión.

Según el artículo 34.3 y 34.2 de la EAE, las secciones resistirán a compresión, siempre que;

$$N_{ed} < N_{c,Rd}, \text{ en el caso de elementos comprimidos.}$$

Los datos necesarios para realizar dicha comprobación se han extraído del programa SAP 2000.

$$N_{ed} = -66.43 \text{ kN}$$

$N_{c,Rd} = 838.095 \text{ kN}$, siendo este valor bastante superior a N_{ed} por lo que se deduce que el arriostramiento cumple las comprobaciones frente a axil exigidas por la normativa.

6.6.1.1.4 Flector + Cortante

Según el apartado 34.7.1 de la EAE, las secciones cumplirán a flexión + cortante siempre y cuando se verifique la siguiente expresión;

$$V_{ed} < 0.5 V_{pl,Rd}$$

Los datos necesarios para realizar la comprobación se han obtenido del programa de cálculo SAP 2000.

$$V_{ed} = 1.38 \text{ kN}$$

$0.5 V_{pl,Rd} = 0.5 \cdot 241.93 = 120.96 \text{ kN}$, siendo este valor bastante superior a V_{ed} por lo que se deduce que el arriostramiento cumple las comprobaciones frente a flexión + cortante exigidas por la normativa.

6.6.1.1.5 Flector + Axil

Según el artículo 34.7.2 de la EAE todas las secciones que cumplan la condición impuesta a continuación, resistirán frente flexión + axil;

$$M_{ed} \leq M_{N,Rd}$$



El arriostramiento situado en la cubierta tiene una sección tubo 90x90x10, por tanto la resistencia reducida adquiere un valor de;

$$M_{N,Rd} = M_{c,Rd}(1-n)/(1-0.5 a_w)$$

$M_{N,Rd} = 1.90 \text{ kN m}$, superior al valor de $M_{Ed} = 1.61 \text{ kN m}$, por tanto el arriostramiento situado en cubierta cumple frente a flector+ axil según las comprobaciones exigidas por la norma.

6.6.1.2 Resistencia frente a pandeo lateral

Según el apartado 35.1 de la EAE, los elementos comprimidos que cumplirán a pandeo siempre que;

$N_{Ed} < N_{b,Rd}$, a continuación se procede a la comparación de el axil de compresión de cálculo y la resistencia de cálculo a pandeo, ambos datos se extraen de programa de cálculo SAP 2000.

$$N_{Ed} = -66.43 \text{ kN}$$

$N_{b,Rd} = 97.34 \text{ kN}$, superior al valor de N_{Ed} , por tanto los arriostramientos cumplen frente a las comprobaciones que exige la norma.

6.6.2 Comprobaciones ELS

6.6.2.1 Comprobación a flecha

Según el CTE, DB-SE, la flecha para garantizar la integridad, la flecha debe ser menor que $L/300$. Para garantizar el confort, la flecha debe ser menor a $L/350$ y por último, para garantizar la apariencia, la flecha debe ser menor a $L/300$. Por tanto, de todo esto se puede deducir que, si se exige que la flecha sea menor a $L/350$ ese estará cumpliendo todos los requisitos de la norma.

A partir del programa de cálculo SAP 2000, se obtiene la flecha que sufre el arriostramiento más solicitado, debido las cargas combinadas conforme la combinación poco probable que se exige para garantizar el confort de los usuarios, el valor que adquiere esta flecha es de 0.8 cm. Por otro lado se calcula la flecha máxima para la situación de confort, que resulta ser 2.14 cm, por tanto la flecha máxima exigida es mayor que la flecha existente, lo que concluye en que la cercha cumple las condiciones que impone la norma en las deformaciones.

6.7. PILARES

6.7.1 Estados límite últimos

6.7.1.1 Resistencia de la sección

6.7.1.1.1 Momento flector

Según el artículo 34.4 de la EAE, las secciones resistirán a flexión siempre que $M_{Ed} < M_{c,Rd}$.
Según el artículo 34.4 de la EAE, las secciones resistirán a flexión siempre que $M_{Ed} < M_{c,Rd}$.

Los datos necesarios para realizar esta comprobación se han obtenido del programa de cálculo SAP 2000.

$$M_{Ed} = 49.76 \text{ kN m}$$

$M_{c,Rd} = 275.78 \text{ kN m}$, con un valor superior al de M_{Ed} , lo cual indica que los pilares cumplen las comprobaciones frente a esfuerzos de flexión exigidas por la norma.

6.7.1.1.2 Cortante

Según el artículo 34.5 de la EAE, las secciones resistirán a cortante siempre que;

$$V_{Ed} < V_{c,Rd}$$

Los datos necesarios para realizar esta comprobación se han obtenido del programa de cálculo SAP 2000.

$$V_{Ed} = -21.76 \text{ kN}$$

$V_{c,Rd} = 502.62 \text{ kN}$, siendo este valor bastante superior a V_{Ed} por lo que se deduce que los pilares cumplen las comprobaciones frente a cortante exigidas por la normativa.

6.7.1.1.3 Axil

Según el artículo 34.3 y 34.2 de la EAE, las secciones resistirán a compresión, siempre que;

$$N_{Ed} < N_{c,Rd}, \text{ en el caso de elementos comprimidos.}$$

Los datos necesarios para realizar dicha comprobación se han extraído del programa SAP 2000.

$$N_{Ed} = -109.23 \text{ kN}$$

$N_{c,Rd} = 2776.19 \text{ kN}$, siendo este valor bastante superior a N_{Ed} por lo que se deduce que los pilares cumplen las comprobaciones frente a axil exigidas por la normativa.



6.7.1.1.4 Flector + Cortante

Según el apartado 34.7.1 de la EAE, las secciones cumplirán a flexión + cortante siempre y cuando se verifique la siguiente expresión;

$$V_{Ed} < 0.5 V_{pl,Rd}$$

Los datos necesarios para realizar la comprobación se han obtenido del programa de cálculo SAP 2000.

$$V_{Ed} = 1.38 \text{ kN}$$

$0.5 V_{pl,Rd} = 0.5 \cdot 241.93 = 120.96 \text{ kN}$, siendo este valor bastante superior a V_{Ed} por lo que se deduce que el arriostramiento cumple las comprobaciones frente a flexión+ cortante exigidas por la normativa.

6.7.1.1.5 Flector + Axil

Según el artículo 34.7.2 de la EAE todas las secciones que cumplan la condición impuesta a continuación, resistirán frente flexión +axil;

$$M_{Ed} \leq M_{N,Rd}$$

El arriostramiento situado en la cubierta tiene una sección tubo 90x90x10, por tanto la resistencia reducida adquiere un valor de;

$$M_{N,Rd} = M_{c,Rd}(1-n)/(1-0.5 a)$$

$M_{N,Rd} = 298 \text{ kN m}$, superior al valor de $M_{Ed} = 1.61 \text{ kN m}$, por tanto los pilares resisten frente a flector+ axil según las comprobaciones exigidas por la norma.

6.7.1.2 Resistencia frente a pandeo

6.7.1.2.1. Pandeo por flexión de piezas simples comprimidas

Según el apartado 35.1 de la EAE, los elementos sometidos a esfuerzos de compresión serán resistentes frente a pandeo siempre que la siguiente expresión sea verificada;

$N_{Ed} < N_{b,Rd}$, a continuación se procede a la comparación del axil de compresión de cálculo y la resistencia de cálculo a pandeo, ambos datos se extraen de programa de cálculo SAP 2000.

$$N_{Ed} = 109.231 \text{ kN}$$

$N_{b,Rd} = 1116.691 \text{ kN}$, se observa que el valor obtenido es muy superior al valor de N_{Ed} , lo que verifica que los pilares son resistentes frente a pandeo, según la normativa.

6.7.2 Estado límite de servicio

6.7.2.1 Estado límite de servicio de deformaciones

La comprobación a desplazamientos horizontales se ha realizado con las especificaciones del apartado 4.3.3.2 del CTE, DB-SE, al no haber en esta construcción forjados intermedias, el desplome que se va a comprobar es el desplome total, ya que tiene el mismo valor que el local o relativo. El desplome para garantizar la integridad, debe ser menor que $L/500$, en una combinación característica; y para garantizar el confort, el desplome relativo debe ser menor a $L/350$, con una combinación casi permanente. Por tanto, de todo esto se puede deducir que, si se exige que el desplome sea menor a $L/500$ se estará cumpliendo todos los requisitos de la norma.

$$L/500 = 1.56 \text{ m}$$

El desplome se obtiene del modelo de de cálculo del programa SAP 2000, donde el máximo desplome en combinación característica se obtiene cuando el viento actúa como acción determinante, y este desplome tiene un valor máximo de 1.23 cm, por tanto, se cumplen las restricciones de la normativa y se puede decir que el pilar cumple el estado límite de servicio de deformación.

6.8. CIMENTACIONES

6.8.1. CIMENTACIONES INTERMEDIAS

6.8.1.1. Predimensionamiento de la sección

Por facilidades de diseño y construcción se decide que las zapatas intermedias sean cuadradas.

Para el predimensionamiento de la zapata intermedia, se ha realizado un primer cálculo basado en el CTE DB-SE-Cimientos, en el apartado 4.1.1 en el cual se detallan la siguiente condición;

Toda aquella zapata rígida deberá cumplir que $V \leq 2h$.

Donde:

V , es el vuelo de la zapata.

h , es el canto de la zapata.

El primer paso que se ha dado para el predimensionamiento de la sección, es el cálculo de la misma frente al hundimiento, la verificación que debe cumplirse para que las zapatas sean estables frente a este fenómeno es;

$$\sigma \leq \sigma_{ADM}$$



Donde:

σ , es la tensión que transmite la estructura al terreno $\sigma = \Sigma N/A$, siendo ΣN la suma del peso propio de la cimentación, y del axil que transmite el pilar.

σ_{ADM} , es la tensión admisible del terreno la cual se obtiene del Anejo nº4, y tiene un valor de 306 kN/m².

Realizando los cálculos indicados, se obtiene que las dimensiones de la zapata son de 0.65x0.65x0.1 m.

La zapata diseñada cumple con la condición expuesta, pero no cumple con los mínimos que exige la normativa. Por prácticas constructivas se decide disponer un canto de 80 cm.

Por tanto para que la zapata sea una zapata rígida debe tener un vuelo de 40 cm, como mínimo. Con estas dimensiones, las dimensiones longitudinales de la zapata serían de 1.1x1.1 m.

Una vez obtenidas las primeras medidas de la zapata nos disponemos a realizar las comprobaciones exigidas por la guía de cimentaciones en obras de carretera, desarrolladas en el Anejo nº4.

Realizando las comprobaciones desarrolladas en el anejo nº4, las zapatas sobre las que apoyan las cerchas exteriores, zapatas tipo B, tienen unas dimensiones de 1.5 x 1.5 x 0.8 m.

6.8.1.2. Comprobación de hundimiento

La comprobación de hundimiento de las zapatas exteriores no va a desarrollarse en este apartado, puesto que está desarrollada en el apartado 3.4.1 del Anejo nº4. Comprobaciones geotécnicas.

La carga de hundimiento es de 645.82 kN/m² y la carga transmitida es de 66.63 kN/m², con lo que obtenemos un coeficiente de seguridad de 11.8 un valor muy superior a 2.6 que exige la guía de cimentaciones para obras de carretera. Dando unas dimensiones de 1.5 x 1.5 x 0.8 m.

6.8.1.3. Comprobación a deslizamiento

La comprobación de deslizamiento de las zapatas exteriores no va a desarrollarse en este apartado, puesto que está desarrollada en el apartado 3.4.2 del Anejo nº4. Comprobaciones geotécnicas.

6.8.1.4. Comprobación a vuelco

La comprobación a vuelco de las zapatas exteriores no va a desarrollarse en este apartado, puesto que está desarrollada en el apartado 3.4.3 del Anejo nº4. Comprobaciones geotécnicas.

6.8.1.5. Estado límite último de agotamiento

La armadura de cálculo en las zapatas, se obtiene mediante el dimensionamiento como zapata rígida dispuesto en el Art. 58.4.1 de la EHE-08. Donde se obtiene un armado de cálculo de 0 cm². Por tanto se dispondrá el armado exigido por mínimos.

6.8.1.6. Armaduras mínimas

6.8.1.6.1. Armadura mínima geométrica

Según el artículo 58.8.2 de la EHE-08, el armado mínimo a disponer en una zapata se obtiene mediante lo dispuesto en el artículo 42. La cuantía geométrica mínima a repartir entre la cara superior e inferior, se obtiene a partir de la tabla 42.3.5 de la EHE-08.

Como elemento estructural tenemos una zapata armada, y el acero utilizado para ello tiene un límite elástico de 500 MPa, debido a la similitud estructural se decide escoger la cuantía mínima de una losa, por tanto la cuantía mínima a disponer es de 1.8 por mil de la sección total de hormigón.

$$A_s = 0.0009 \cdot A_c = 10.8 \text{ cm}^2.$$

$$A_c = 1.2 \text{ m}^2.$$

Al tratarse de una zapata se adopta la mitad de este valor en cada dirección de la cara inferior. Por tanto en cada dirección de armado se debe disponer como mínimo geométrico, tanto en la cara superior como inferior, una cuantía de armado de 5.4 cm².

6.8.1.6.2. Armadura mínima mecánica

La cuantía mínima mecánica en la cara de tracción, se obtiene a partir del artículo 42.3.2 de la EHE-08, ya que estamos frente a un caso de flexión simple.

$$A_s = 0.04 \cdot A_c \cdot f_{cd} / f_{yd} = 22.07 \text{ cm}^2.$$

$$f_{cd} = 30 / 1.5 = 20 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = 500 / 1.15 = 435 \text{ MPa}$$

Al tratarse de una zapata se adopta la mitad de este valor en cada dirección de la cara inferior. Por tanto en cada dirección de armado se debe disponer como mínimo mecánico, tanto en la cara superior como inferior, una cuantía de armado de 11.03 cm².

Calculada la armadura mecánica se procede a comparar las cuantías de armado obtenidas con la armadura geométrica y la mecánica, se observa que la cuantía

exigida por la armadura mecánica es superior a la armadura exigida por la geométrica. Por tanto se va a disponer armadura mecánica en las dos caras de la cimentación distribuidas en ambas direcciones.

Finalmente se decide disponer un armado de, 10Ø12, en ambas caras y en las dos direcciones.

6.8.1.7. Cálculo de longitudes de solape

Debido a la inexistencia de armadura vertical, se van a decidido prologar en armado dispuesto en la cara inferior y el dispuesto en la cara superior, para que trabajen como armadura vertical. Debido a esto, a continuación se va a proceder al cálculo de la longitud de solape entre ambas barras, según el apartado 69.5.2.2. de la EHE.

Según la normativa la longitud de solape será igual a;

$$l_s = \alpha l_{b,neta}$$

Donde:

α ,valor que se obtiene a partir de la tabla 69.5.2.2. de la EHE, siendo $a = 14.2$ cm, y el diámetro de las armadura 12 mm, nos encontramos en el caso de $a > 10 \phi$. El porcentaje de barras solapadas trabajando a tracción es del 50%. Con todo esto podemos afirmar que el valor de α es igual a 1.3.

$l_{b,neta}$, es el valor de la longitud neta de anclaje definida en 69.5.1.2. Para el cálculo de la longitud de anclaje de precisa conocer las posiciones en las cuales se encuentran las barras;

-Las barras situadas en la parte superior están en posición I, puesto que están dispuestas en los 30 cm superiores.

-Las barras inferiores se encuentran en posición II, debido a que en el momento del hormigonado forman un ángulo de 0º con la horizontal.

A continuación se va a calcular la longitud de anclaje exigida por la norma para las barras en posición I y las barras en posición II.

-Longitud de anclaje de las barras situadas en posición I: (barras Ø12), $l_{bI} = 187$ mm

- Longitud de anclaje de las barras situadas en posición II: (barras Ø12), $l_{bII} = 262$ mm.

Por tanto la longitud de solape para cada uno de las barras es de;

-Longitud de solape en barras dispuestas en posición I, $l_s = 243$ mm

-Longitud de solape en barras dispuestas en posición II, $l_s = 340$ mm

6.8.1.8. Disposiciones de armado

- Armadura longitudinal, en cuanto a las disposiciones de la armadura longitudinal, debemos tener en cuenta el Art. 69.4.1.1. de la EHE-08, en la cual dice que la distancia entre barras debe ser mayor a 15mm, $\phi_{max} = 12$ mm o 1.25 veces el TMA. También, se debe comprobar la separación máxima, que se encuentra en el artículo 42.3.1 de la EHE-08, donde la separación máxima entre armaduras debe ser 30 cm.

En la armadura dispuesta la distancia entre barras es de 14.2 cm, por tanto las restricciones que exige la normativa frente a las disposiciones de armado, se cumplen.

Según la recomendación del Art.58.8.2 el diámetro de barra para disponer en zapatas debe ser como mínimo 12 mm. Por tanto, se va a disponer barras Ø12 en el canto de la zapata para cumplir los requisitos mínimos de separación máxima, ya que tiene un canto de 80 cm, de este modo se dispondrán dos barras entre la armadura inferior y superior en los cuatro lados de la zapata, separadas unos 21 cm entre ellas.

- Armadura vertical, según el Art. 58.8.3, no es necesario disponer armado vertical, pero como en la cara inferior y superior se va a disponer 10Ø12, se van a prolongar estas barras en la dirección vertical.

6.8.1.9. Resumen de armados para la cimentación intermedia

Estas cuantías de armado están referidas a una dirección de armado, de este modo, tanto en la cara superior como en la inferior seria el doble, ya que esta es la cuantía se dispone en cada una de las direcciones de armado.

	A. superior	A. inferior
A_s de cálculo	0 cm ²	0 cm ²
A_s min. geométrica	5.4 cm ²	5.4cm ²
A_s min mecánica	11.03 cm ²	11.03 cm ²
A_s a disponer	11.03 cm ²	11.03 cm ²
Armado	10Ø12	10Ø12

Tabla 6.5. Resumen de armado de la zapata intermedias



6.8.2. CIMENTACIONES EXTERIORES

6.8.2.1. Predimensionamiento de la sección

Para realizar un predimensionamiento de la zapata se siguen los mismos pasos indicados en el apartado 6.8.1.1 realizando los cálculos indicados, se obtiene las dimensiones de la zapata son de 0.60x0.60x0.1 m.

La zapata diseñada cumple con la condición expuesta, pero no cumple con los mínimos que exige la normativa. Por prácticas constructivas se decide disponer un canto de 80 cm.

Por tanto para que la zapata sea una zapata rígida debe tener un vuelo de 40 cm, como mínimo. Con estas dimensiones las dimensiones longitudinales de la zapata serían de 1.1x1.1 m.

Una vez obtenidas las primeras medidas de la zapata nos disponemos a realizar las comprobaciones exigidas por la guía de cimentaciones en obras de carretera.

6.8.2.2. Comprobación de hundimiento

La comprobación de hundimiento de las zapatas exteriores no va a desarrollarse en este apartado, puesto que está desarrollada en el apartado 3.4.1 del Anejo nº4. Comprobaciones geotécnicas.

La carga de hundimiento es de 730.30 kN/m² y la carga transmitida es de 88.95 kN/m², con lo que obtenemos un coeficiente de seguridad de 9.49 un valor muy superior a 2.6 que exige la guía de cimentaciones para obras de carretera. Dando unas dimensiones para las zapatas tipo A de 2.0 x 2.0 x 0.8 m.

6.8.2.3. Comprobación a deslizamiento

La comprobación de deslizamiento de las zapatas exteriores no va a desarrollarse en este apartado, puesto que está desarrollada en el apartado 3.4.2 del Anejo nº4. Comprobaciones geotécnicas.

6.8.2.4. Comprobación a vuelco

La comprobación a vuelco de las zapatas exteriores no va a desarrollarse en este apartado, puesto que está desarrollada en el apartado 3.4.3 del Anejo nº4. Comprobaciones geotécnicas.

6.8.2.5. Estado límite último de agotamiento

La armadura de cálculo en las zapatas, se obtiene mediante el dimensionamiento como zapata rígida dispuesto en el Art. 58.4.1 de la EHE-08. Donde se obtiene un armado de cálculo de 0 cm². Por tanto se dispondrá el armado exigido por mínimos.

6.8.2.6. Armaduras mínimas

6.8.2.6.1. Armadura mínima geométrica

Según el artículo 58.8.2 de la EHE-08, el armado mínimo a disponer en una zapata se obtiene mediante lo dispuesto en el artículo 42. La cuantía geométrica mínima a repartir entre la cara superior e inferior, se obtiene a partir de la tabla 42.3.5 de la EHE-08.

Como elemento estructural tenemos una zapata armada, y el acero utilizado para ello tiene un límite elástico de 500 MPa, debido a la similitud estructural se decide escoger la cuantía mínima de una losa, por tanto la cuantía mínima a disponer es de 1.8 por mil de la sección total de hormigón.

$$A_s = 0.0009 \cdot A_c = 14.4 \text{ cm}^2.$$

$$A_c = 1.6 \text{ m}^2.$$

Al tratarse de una zapata se adopta la mitad de este valor en cada dirección de la cara inferior. Por tanto en cada dirección de armado se debe disponer como mínimo geométrico, tanto en la cara superior como inferior, una cuantía de armado de 7.2 cm².

6.8.2.6.2. Armadura mínima mecánica

La cuantía mínima mecánica en la cara de tracción, se obtiene a partir del artículo 42.3.2 de la EHE-08, ya que estamos frente a un caso de flexión simple.

$$A_s = 0.04 \cdot A_c \cdot f_{cd} / f_{yd} = 29.43 \text{ cm}^2.$$

$$f_{cd} = 30 / 1.5 = 20 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = 500 / 1.15 = 435 \text{ MPa}$$

Al tratarse de una zapata se adopta la mitad de este valor en cada dirección de la cara inferior. Por tanto en cada dirección de armado se debe disponer como mínimo mecánico, tanto en la cara superior como inferior, una cuantía de armado de 14.71 cm².

Calculada la armadura mecánica se procede a comparar las cuantías de armado obtenidas con la armadura geométrica y la mecánica, se observa que la cuantía exigida por la armadura mecánica es muy superior a la armadura exigida por la geométrica. Por tanto se va a disponer armadura mecánica en las dos caras de la cimentación distribuidas en ambas direcciones.

Finalmente se decide disponer un armado de, 8Ø16, en ambas caras y en las dos direcciones.

6.8.2.7. Cálculo de longitudes de solape

Debido a la inexistencia de armadura vertical, se van a decidido prologar en armado dispuesto en la cara inferior y el dispuesto en la cara superior, para que trabajen como armadura vertical. Debido a esto, a continuación se va a proceder al cálculo de la longitud de solape entre ambas barras, según el apartado 69.5.2.2. de la EHE.

Según la normativa la longitud de solape será igual a;

$$l_s = \alpha \cdot l_{b, \text{neta}}$$

Donde:

α , valor que se obtiene a partir de la tabla 69.5.2.2. de la EHE, siendo $a = 25$ cm, y el diámetro de las armadura 16 mm, nos encontramos en el caso de $a > 10 \phi$. El porcentaje de barras solapadas trabajando a tracción es del 50%. Con todo esto podemos afirmar que el valor de α es igual a 1.3.

$l_{b, \text{neta}}$, es el valor de la longitud neta de anclaje definida en 69.5.1.2. Para el cálculo de la longitud de anclaje de precisa conocer las posiciones en las cuales se encuentran las barras;

-Las barras situadas en la parte superior están en posición I, puesto que están dispuestas en los 30 cm superiores.

-Las barras inferiores se encuentran en posición II, debido a que en el momento del hormigonado forman un ángulo de 0° con la horizontal.

A continuación se va a calcular la longitud de anclaje exigida por la norma para las barras en posición I y las barras en posición II.

-Longitud de anclaje de las barras situadas en posición I: (barras $\phi 16$), $l_{bI} = 333$ mm

- Longitud de anclaje de las barras situadas en posición II: (barras $\phi 16$), $l_{bII} = 466$ mm.

Por tanto la longitud de solape para cada uno de las barras es de;

-Longitud de solape en barras dispuestas en posición I, $l_s = 433$ mm

-Longitud de solape en barras dispuestas en posición II, $l_s = 605$ mm

6.8.2.8. Resumen de armados para la cimentación intermedia

Estas cuantías de armado están referidas a una dirección de armado, de este modo, tanto en la cara superior como en la inferior seria el doble, ya que esta es la cuantía se dispone en cada una de las direcciones de armado.

	A. superior	A. inferior
A_s de cálculo	1.14 cm ²	1.14 cm ²
A_s min. geométrica	7.2 cm ²	7.2 cm ²
A_s min mecánica	14.71 cm ²	14.71 cm ²
A_s a disponer	14.71 cm ²	14.71 cm ²
Armado	8 ϕ 16	8 ϕ 16

Tabla 6.6. Resumen de armados para la cimentación exterior.

7. COMPROBACIONES NO ESTRCUTURALES

7.1. TRANSMITANCIA TÉRMICA

Para el cálculo de la transmitancia térmica de todo el edificio se contempla la norma CTE, DB-HE1, Código Técnico de la edificación- Documento Básico HE Ahorro de Energía.

Zona Climática. Apéndice B.1. Zonas climáticas.

Para conocer la zona climática en la cual se encuentra el edificio diseñado, debemos conocer la altitud del municipio de Paterna, siendo la misma 53 msnm.

Observando la *Tabla B.1. Zonas climáticas de la península ibérica* se determina que Paterna tiene una altitud $h < 50$, por lo que le corresponde una zona climática de tipo B3.

Según la zona climática en la cual se encuentra el edificio proyectado se obtiene el valor de la transmitancia de los distintos elementos del edificio, en este caso se diferencia en dos elementos; cubierta y cerramiento.

En el apéndice E.2 . Parámetros característicos de la envolvente térmica, conociendo la zona climática B3, y los elementos que se quieren estudiar, la transmitancia térmica de cada elemento viene dada en la *tabla E.1 transmitancia del elemento, siendo esta;*

$U_M = 0.38$ W/ m² K, para muros o fachadas.

$U_C = 0.33$ W/m² K, para cubiertas.