

Anejo nº6:

CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA METÁLICA

Autor:
Pardo Pérez, Arturo

Anejo nº 6.1:

ACCIONES PARA LA ESTRUCTURA METÁLICA



ÍNDICE

1.- Objeto.....	122
2.- Acciones sobre la sala de ventas.....	122
2.1.-Acciones permanentes.....	122
2.2.-Acciones variables.....	123
2.2.1.-Sobrecarga de uso.....	123
2.2.2.-Viento.....	123
2.2.3.-Acciones térmicas.....	126
2.2.4.-Nieve.....	127
2.3.-Acciones accidentales.....	127
2.3.1.-Sismo.....	127
2.3.2.-Incendio.....	127
2.4- Cargas en el SAP.....	127
3.- Acciones sobre el almacén.....	128
3.1.-Carga permanente.....	128
3.2.-Acciones variables.....	128
3.2.1.-Sobrecarga de uso.....	128
3.2.2.-Viento.....	128
3.2.3.-Nieve.....	128
4.- Combinaciones de acciones.....	129
4.1.-ELU, Estado Limite Último.....	129
4.2.-ELS, Estado Límite de Servicio.....	129

1.- Objeto.

El objeto del presente anejo es la estimación de las acciones a las que se va a ver sometida la estructura de acuerdo con el CTE. El hipermercado está compuesto por dos estructuras totalmente independientes. Por una parte, la sala de ventas busca el mínimo número de pilares posible, con grandes luces y cubierta ligera, mientras que los almacenes son estructuras muy rígidas como ya se ha explicado con anterioridad. Por esto, se estimarán las acciones a las que se ve sometida cada subestructura por separado.

Debido a la complejidad de introducción del modelo de la estructura en el programa SAP 2000, el procedimiento seguido consiste en estimar las cargas por metro lineal recibidas por cada correa a causa de las distintas acciones a las que se ve sometida. Una vez conocidas, se transmiten a las cerchas principales como fuerzas puntuales.

2.- Acciones sobre la sala de ventas.

2.1.- Acciones permanentes.

Las acciones permanentes a las que va a estar sujeta la estructura son aquellas que se corresponden con el peso propio de los elementos de la misma. La estructura metálica está compuesta por una cubierta tipo deck, sostenida por correas de dirección Norte-Sur de perfil metálico IPE cada 3.2 m con longitud de 16 o 17 m.

Estas correas se apoyan en vigas trianguladas, en el nudo donde coinciden las diagonales con el cordón superior, que se han dimensionado para que éste coincida cada 3,2 metros.

Cada cercha en la dirección perpendicular a las correas tiene una luz de 16 metros, y se colocan cada 8 u 8,5 m, de manera que las correas quedan triapoyadas.

Existen otras cerchas con dirección Norte-Sur, que descargan a los pilares. Todo esto se explica con mayor detalle en el anejo de dimensionamiento de la estructura.

En lo que a acciones se refiere, el peso propio de los elementos metálicos que componen las cerchas, lo tiene en cuenta el programa SAP 2000. Introduciendo en el programa de cálculo las propiedades de las secciones, se tiene en cuenta el peso propio de los elementos asignados a las barras. De este modo, la única acción permanente a introducir manualmente es la del peso propio de las correas y la cubierta, cuyo peso propio es de 0,25 kN/m². Ambas cargas se introducen manualmente como cargas puntuales sobre los nudos.

Dado que las correas están dispuestas cada 3,2 m, su área tributaria equivale a 3,2 en todos los casos salvo en las correas exteriores, en cuyo caso el área tributaria será de 1,6 metros.

De esta forma, se introducen cargas distribuidas de valor de:

$$0,25 \times 3,2 = 0,8 \frac{kN}{m} \text{ en correas no externas.}$$

$$0,25 \times 1,6 = 0,4 \frac{kN}{m} \text{ en correas externas.}$$

2.2.- Acciones variables.

2.2.1.- Sobrecarga de uso.

En base a la tabla 3.1 del CTE SE-AE, se busca la situación que se adecúa a la cubierta tipo deck escogida. Se trata de la situación G1 cuyo valor característico es de 0,4 kN/m² para la sobrecarga de uso distribuida.

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
		A2	Trasteros	3
B	Zonas administrativas			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
		C2	Zonas con asientos fijos	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
		C4	Zonas destinadas a gimnasio u actividades físicas	5
		C5	Zonas de aglomeración (salas de conciertos, estadios, etc)	5
D	Zonas comerciales	D1	Locales comerciales	5
		D2	Supermercados, hipermercados o grandes superficies	5
E	Zonas de tráfico y de aparcamiento para vehículos ligeros (peso total < 30 kN)			2
F	Cubiertas transitables accesibles sólo privadamente ⁽²⁾			1
G	Cubiertas accesibles únicamente para conservación ⁽³⁾	G1 ⁽⁷⁾	Cubiertas con inclinación inferior a 20°	1 ^{(4) (6)}
		G2	Cubiertas ligeras sobre correas (sin forjado) ⁽⁵⁾	0,4 ⁽⁴⁾

Tabla 2.2-I. Valores característicos de la sobrecarga de uso. Fuente: CTE SE-AE

De esta manera, los valores de las cargas a introducir en el programa son de:

$$0,4 \times 3,2 = 1,28 \frac{kN}{m} \text{ en correas no exteriores.}$$

$$0,4 \times 1,6 = 0,64 \frac{kN}{m} \text{ en correas exteriores.}$$

2.2.2.- Viento.

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

$$q_e = q_b \times c_e \times c_p$$

siendo:

» q_b , la presión dinámica del viento. Según la figura D.1 del anejo D del CTE, se estima que la

$q_b = 0,42 \text{ kN/m}^2$, debido a que el hipermercado se encuentra en la zona A.



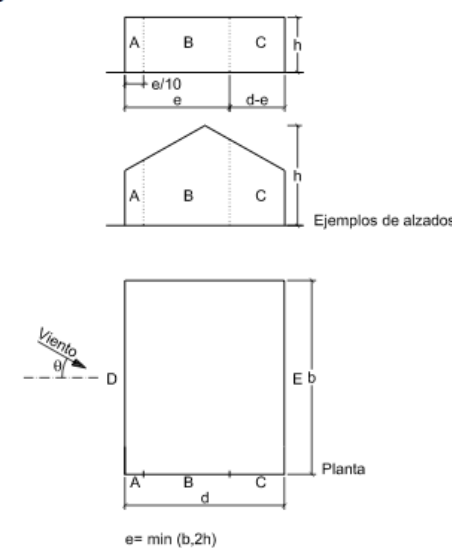
Imagen 2.2-a. Mapa de la velocidad básica del viento

- » C_e , el coeficiente de exposición, variable con la altura del punto considerado, en función del grado de aspereza del entorno donde se encuentra ubicada la construcción. En edificios urbanos de hasta 8 plantas puede tomarse un valor constante, independiente de la altura, de 1,7.
- » c_p , el coeficiente eólico o de presión, dependiente de la forma y orientación de la superficie respecto al viento, y en su caso, de la situación del punto respecto a los bordes de esa superficie; un valor negativo indica succión.

El cálculo de c_p requiere de un fraccionamiento del edificio en distintos sectores de acuerdo con el anejo D.3 del CTE.

Paramentos verticales

Tabla D.3 Paramentos verticales



A (m ²)	h/d	Zona (según figura), $-45^\circ < \theta < 45^\circ$				
		A	B	C	D	E
≥ 10	5	-1,2	-0,8	-0,5	0,8	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	$\leq 0,25$	"	"	"	0,7	-0,3
5	5	-1,3	-0,9	-0,5	0,9	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	$\leq 0,25$	"	"	"	0,8	-0,3
2	5	-1,3	-1,0	-0,5	0,9	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	$\leq 0,25$	"	"	"	0,7	-0,3
≤ 1	5	-1,4	-1,1	-0,5	1,0	-0,7
	1	"	"	"	"	-0,5
	$\leq 0,25$	"	"	"	"	-0,3

Imagen 2.2-b. Sectorización de la fachada por viento

Para el cálculo de c_p en la fachada se lleva a cabo el siguiente seccionamiento:

- » $b = 80 \text{ m}$, el lado largo de la fachada.
- » $h = 10 \text{ m}$, la altura del hipermercado. Realmente no llega a los 10 m, pero se aproxima a esta altura del lado de la seguridad.

$$e = \min(b, 2h), \quad \min(80, 20) = 20 \text{ m}$$

De esta manera, las zonas tienen estas dimensiones:

$$A = \frac{e}{10} = \frac{20}{10} = 2 \text{ m}$$

$$B = \frac{9e}{10} = 18 \text{ m}$$

$$C = \text{largo total} - e = 62,5 - 20 = 42,5 \text{ m}$$

$$D, E = 80 \text{ m}$$

Para el cálculo de la acción del viento, se ha tomado todo el edificio como una sola unidad, a pesar de que a la hora del cálculo, los almacenes se han dimensionado por separado. Es una consideración necesaria, ya que ambos bloques son continuos, por lo que en caso de viento van a recibirlo de acuerdo a la sectorización realizada.

Se obtienen los valores c_p de la tabla de la *Imagen2.2-b* y se procede al cálculo del q_e para cada una de las zonas de las fachadas:

$$q_e = q_b \times c_e \times c_p$$

$$q_{e \text{ zona A}} = 0,42 \times 1,7 \times (-1,2) = -0,8568 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{e \text{ zona B}} = 0,42 \times 1,7 \times (-0,8) = -0,5712 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{e \text{ zona C}} = 0,42 \times 1,7 \times (-0,5) = -0,357 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{e \text{ zona D}} = 0,42 \times 1,7 \times (0,8) = 0,5712 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{e \text{ zona E}} = 0,42 \times 1,7 \times (-0,7) = -0,4998 \text{ kN/m}^2$$

Con estos valores y conociendo la longitud de cada zona, se le introducen las cargas correspondientes a cada uno de los pilares. En caso de que un pilar tenga un área tributaria a la que pertenezcan distintas zonas se lleva a cabo una interpolación.

Se supone que el viento proviene del sur, que es la situación más desfavorable. Con el viento del sur, se producen presiones en la zona norte de la sala de ventas, donde las luces son mayores.

En la sala de ventas hay 4 pilares exteriores en cada fachada corta, donde se encuentran las zonas A, B y C.

El primer pilar de cada fachada, tiene un área tributaria de 8 m, de los cuales 2 pertenecen a la zona A y 6 a la zona B, por lo que su carga lineal a introducir en el programa es de:

$$q_{viento P1} = 2 \times (-0,8568) + 6 \times (-0,5712) = -5,141 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

El segundo pilar de cada fachada, tiene un área de 16,5 metros, 12 de los cuales pertenecen a zona B y 4,5 pertenecen a zona C

$$q_{viento P2} = 12 \times (-0,5712) + 4,5 \times (-0,357) = -8,461 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

El tercer pilar de cada fachada, tiene 17 m de área tributaria, perteneciente a la zona C

$$q_{viento P3} = 17 \times (-0,357) = -6,069 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

El último pilar de cada fachada de la zona de ventas, posee 8,5 m de área tributaria, perteneciente a la zona C

$$q_{viento P4} = 8,5 \times (-0,357) = -3,0345 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Los pilares que no hacen esquina de la zona sur, pertenecientes a la zona D, tienen 16 m de área tributaria.

$$q_{viento D} = 16 \times 0,5712 = 9,139 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Dado que los pilares situados en la esquina, poseen la mitad de área tributaria, su

$$q_{viento D} = 4,569 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Cubierta

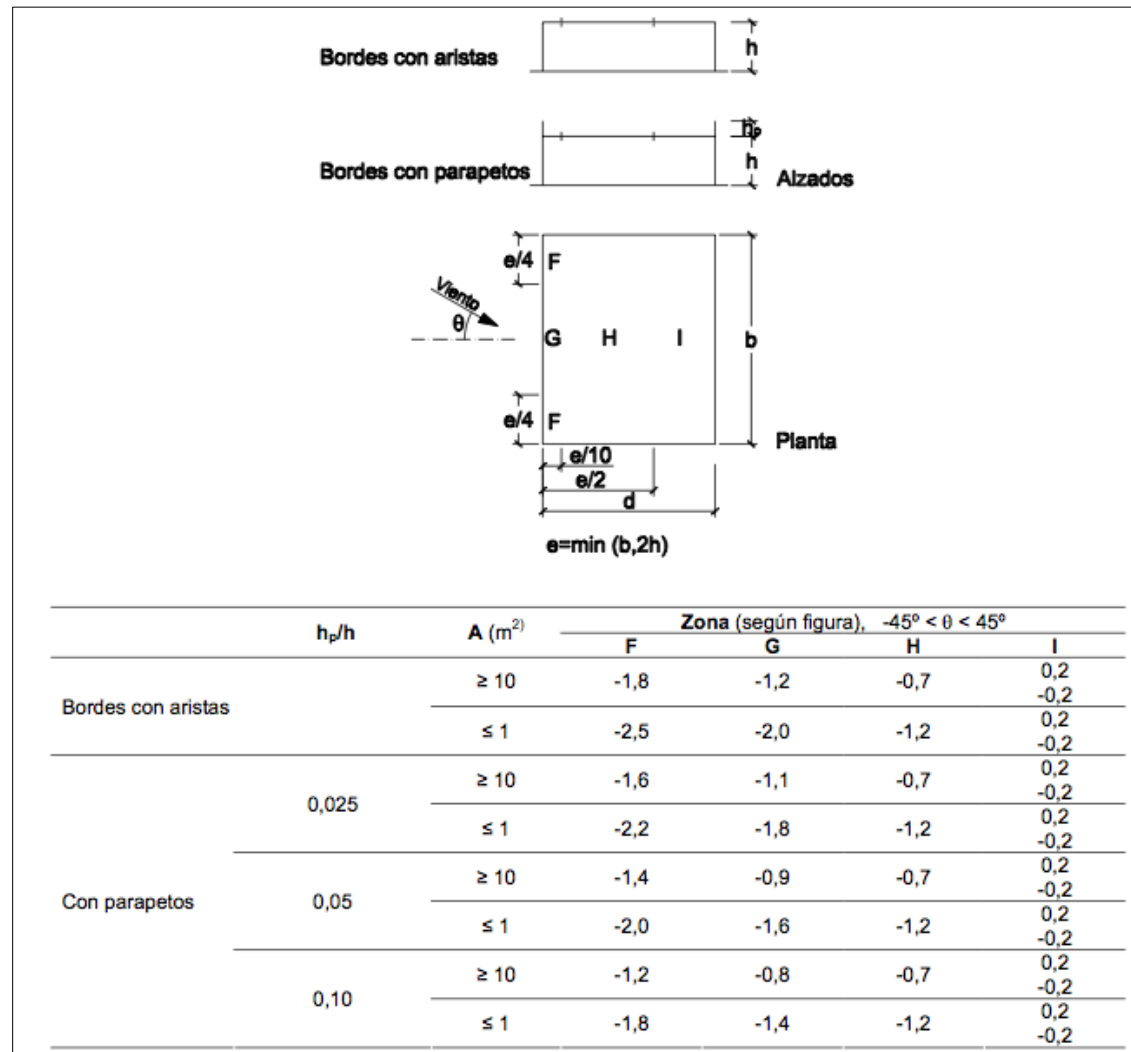


Imagen 2.2-c. Zonificación de la cubierta por viento

Para el cálculo de c_p en la fachada se lleva a cabo el siguiente seccionamiento:

- » $b = 80$ m, el lado largo de la fachada.
- » $h = 10$ m, la altura del hipermercado. Realmente no llega a los 10 m, pero se aproxima a esta altura del lado de la seguridad.

$$e = \min(b, 2h), \quad \min(80, 20) = 20 \text{ m}$$

De esta manera, las zonas tienen estas dimensiones:

$$F = \frac{e}{4} \times \frac{e}{10} = 5 \times 2 \text{ m}$$

$$G = 70 \times \frac{e}{10} = 70 \times 2 \text{ m}$$

$$H = 80 \times \left(\frac{e}{2} - \frac{e}{10} \right) = 80 \times 8 \text{ m}$$

$$I = 80 \times 40 \text{ m}$$

A continuación se calcula la carga de viento en cada una de las zonas que se aplicará a cada correa de la misma manera de la que se ha distribuido anteriormente a los pilares.

$$q_e = q_b \times c_e \times c_p$$

$$q_{e \text{ zona } F} = 0,42 \times 1,7 \times (-1,8) = -1,2138 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{e \text{ zona } G} = 0,42 \times 1,7 \times (-1,2) = -0,8568 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{e \text{ zona } H} = 0,42 \times 1,7 \times (-0,7) = -0,4998 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{e \text{ zona } I} = 0,42 \times 1,7 \times (\pm 0,2) = \pm 0,1428 \text{ kN/m}^2$$

2.2.3.- Acciones térmicas.

En edificios habituales con elementos estructurales de hormigón o acero, pueden no considerarse las acciones térmicas cuando se dispongan juntas de dilatación de forma que no existan elementos continuos de más de 40 m de longitud. Para otro tipo de edificios, los Documentos Básicos incluyen la distancia máxima entre juntas de dilatación en función de las características del material utilizado.

2.2.4.- Nieve.

Se toman los valores que recomienda el CTE según la zonificación y la altura. Estas son las características en Valencia a una altura de 0 m.

$$q_n = \mu \times s_k = 1 \times 0,2 = 0,2 \text{ kN/m}^2$$

- » μ coeficiente de forma de la cubierta según 3.5.3 del CTE.
- » s_k el valor característico de la carga de nieve sobre un terreno horizontal según 3.5.2 del CTE.

La carga que recibe cada correa es de:

$$0,2 \times 3,2 = 0,64 \text{ kN/m para correas interiores}$$

$$0,2 \times 3,2 = 0,32 \text{ kN/m para correas exteriores}$$

2.3.- Acciones accidentales.

2.3.1.- Sismo.

Para la ciudad de Valencia, el valor de a_c/g es de 0,06, es decir, en el límite inferior de la recomendación. En el Anejo numero 8, Cimentación, se dimensionan las vigas de atado perimetrales teniendo en cuenta la acción del sismo.

2.3.2.- Incendio.

Al tratarse de una zona de uso comercial, según el CTE se va a precisar que los elementos de la estructura tengan una resistencia de R120 frente a incendio

Tabla 3.1 Resistencia al fuego suficiente de los elementos estructurales

Uso del sector de incendio considerado ⁽¹⁾	Plantas de sótano	Plantas sobre rasante altura de evacuación del edificio		
		≤15 m	≤28 m	>28 m
Vivienda unifamiliar ⁽²⁾	R 30	R 30	-	-
Residencial Vivienda, Residencial Público, Docente, Administrativo	R 120	R 60	R 90	R 120
Comercial, Pública Concurrencia, Hospitalario	R 120 ⁽³⁾	R 90	R 120	R 180
Aparcamiento (edificio de uso exclusivo o situado sobre otro uso)		R 90		
Aparcamiento (situado bajo un uso distinto)		R 120 ⁽⁴⁾		

Imagen 2.3-a. Resistencia al fuego suficiente de los elementos estructurales. Fuente: CTE

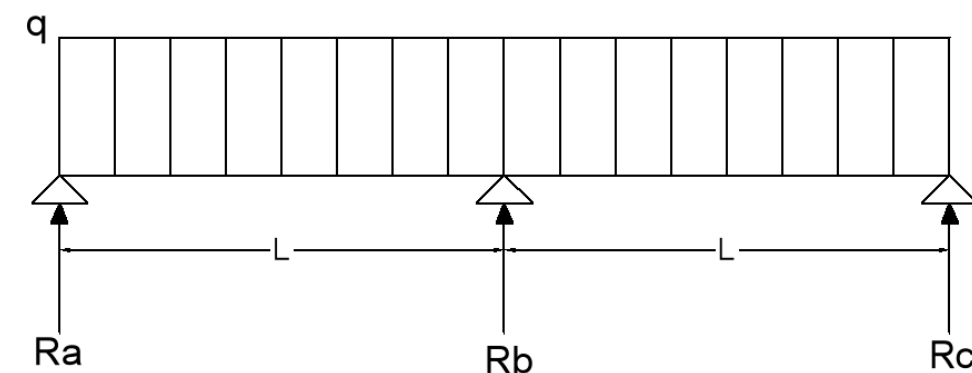
Dado que se están estimando las acciones y por el momento no se conocen las dimensiones de los elementos de la estructura, no es posible garantizar su cumplimiento frente a incendio. No obstante, una vez quede dimensionada la estructura, será necesario comprobar que garantice una seguridad frente a incendio.

En caso de que las piezas no cumplieran, se deberían sobredimensionar siguiendo las recomendaciones del CTE.

2.4- Cargas en el SAP.

Debido a la dificultad de introducir la unión de las correas metálicas con la viga triangulada, a la hora de introducir las acciones, se sigue el siguiente procedimiento:

Con las cargas que se han obtenido se plantean las correas como vigas continuas de dos vanos, apoyadas en tres vigas trianguladas.



La correa se ve sometida a las distintas cargas q (ya sea de viento, sobrecarga de uso, peso propio...)

Las reacciones que se obtienen para cada una de las cargas son las cargas puntuales que se le introducen a las celosías en el programa, facilitando así el cálculo. De manera que:

$$Ra = Rc = \frac{3qL}{8}$$

$$Rb = \frac{5qL}{4}$$

Con todas estas reacciones se realizan a continuación las combinaciones de acciones ELU y ELS en función de que tipo de comprobación se quiera efectuar.

3.- Acciones sobre el almacén.

3.1.- Carga permanente

El almacén es una estructura compacta, en la que se encuentran retículas de pilares de 12,5x8 metros, sobre los cuales apoyan losas prefabricadas de hormigón en la luz larga.

El almacén se va a ver sometido a la acción de su peso propio, el cual es tenido en cuenta por el programa SAP 2000. Los elementos del almacén a tener en cuenta son la losa, los pilares y unos perfiles IPE en la dirección Este-Oeste sobre los que apoyan las losas. Otra carga permanente que no es el peso propio y se introduce manualmente es la carga que suponen los depósitos de refrigeración y extractores que existen sobre las losas. Su peso propio se estima de 3 kN/m² sobre toda la losa.

3.2.- Acciones variables

3.2.1.- Sobrecarga de uso

En base a lo que se ha explicado con anterioridad, la sobrecarga de uso será de 0,4 kN/m² y se repartirá por todo el almacén.

3.2.2.- Viento

Según las imágenes 2.2.b y 2.2.c, donde se muestra la sectorización de la estructura, se puede deducir que la zona sur del almacén no estará sometida a la acción del viento por estar en contacto con la sala de ventas, pero la zona norte pertenece a la zona E de la sectorización, suponiendo que el viento proviene del sur. Por otra parte, la cubierta pertenece al sector I.

De esta manera:

$$q_{e \text{ zona E}} = 0,42 \times 1,7 \times (-0,7) = -0,4998 \text{ kN/m}^2$$

y con un área tributaria de 8 metros en pilares que no hacen esquina:

$$q_{e \text{ zona E}} = -0,4998 \times 8 = -3,99 \text{ kN/m}$$

y con un área tributaria de 4 metros los pilares que hacen esquina:

$$q_{e \text{ zona E}} = -0,4998 \times 4 = -1,999 \text{ kN/m}$$

Por otra parte, en la cubierta, se tiene:

$$q_{e \text{ zona I}} = 0,42 \times 1,7 \times (\pm 0,2) = \pm 0,1428 \text{ kN/m}^2$$

3.2.3.- Nieve

Se toman los valores que recomienda el CTE según la zonificación y la altura. Estas son las características en Valencia a una altura de 0 m.

$$q_n = \mu \times s_k = 1 \times 0,2 = 0,2 \text{ kN/m}^2$$

- » μ coeficiente de forma de la cubierta según 3.5.3 del CTE.
- » s_k el valor característico de la carga de nieve sobre un terreno horizontal según 3.5.2 del CTE.

4.- Combinaciones de acciones

De acuerdo a la normativa, las cargas expuestas hasta el momento en este apartado deben ser combinadas con distintos coeficientes a la hora de comprobar la idoneidad de la estructura. Estas combinaciones, descritas a continuación, han sido introducidas en los modelos de cálculo utilizados en el software SAP2000, habiéndose estudiado cuales de ellas son más desfavorables.

4.1.- ELU, Estado Limite Último

Se empleará la situación persistente o transitoria, y se combinarán las cargas de distintas maneras en busca de los esfuerzos más desfavorables en los distintos elementos de la estructura.

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \times G_{k,j} + \gamma_P \times P + \gamma_{Q,1} \times Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \times \Psi_{0,i} \times Q_{k,i}$$

$$ELU_1 = 1,35 \times (\text{cubierta} + DEAD) + 1,5 \times (SC_{\text{mantenimiento}}) + 1,5 \times 0,6 \times (Viento_{\text{succión}}) + 1,5 \times 0,5 \times (\text{nieve})$$

$$ELU_2 = 1,35 \times (\text{cubierta} + DEAD) + 1,5 \times (SC_{\text{mantenimiento}}) + 1,5 \times 0,6 \times (Viento_{\text{succión+presión}}) + 1,5 \times 0,5 \times (\text{nieve})$$

$$ELU_3 = 1,35 \times (\text{cubierta} + DEAD) + 1,5 \times (SC_{\text{mantenimiento}}) + 1,5 \times 0,5 \times (\text{nieve})$$

$$ELU_4 = 0,8 \times (\text{cubierta} + DEAD) + 1,5 \times (Viento_{\text{succión}})$$

4.2.- ELS, Estado Límite de Servicio

Para comprobar la integridad de los elementos constructivos se emplea la combinación de acciones característica considerando solo la flecha activa.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{0,i} \times Q_{k,i}$$

Cuando se considere el confort de los usuarios se emplea la combinación de acciones característica considerando únicamente las acciones de corta duración.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{0,i} \times Q_{k,i}$$

Si se estudia la apariencia de la obra se utiliza la combinación de acciones casi permanente para el cálculo de la flecha total.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} \times Q_{k,i}$$

Anejo nº6.2:

INVENTARIO DE LA ESTRUCTURA METÁLICA





ÍNDICE

1.- Introducción	133
2.- Sala de ventas	133
2.1.- Cimentación	133
2.2.- Pilares	134
2.3.- Vigas	134
2.4.- Correas.....	135
2.5.- Cubierta	135
2.6.- Cerramiento.....	136
2.7.- Tabiquería	136
3.- Almacén.....	136
3.1.- Vigas	137
3.2.- Placa alveolar	137
3.3.- Pilares	137

1.- Introducción

El hipermercado, se ha dividido en dos sistemas estructurales contiguos, pero analizados y diseñados de forma independiente. Por un lado, la sala de ventas con 4000 m², que se proyecta como un espacio diáfano, con techos altos (de 8 metros hasta cubierta y 6,5 hasta las celosías) y grandes luces (16-17 metros). La estructura se puede abordar de forma relativamente sencilla al no tener que soportar grandes cargas sobre ella, siendo la cubierta que debe sostener no transitable y muy ligera (tipo deck).

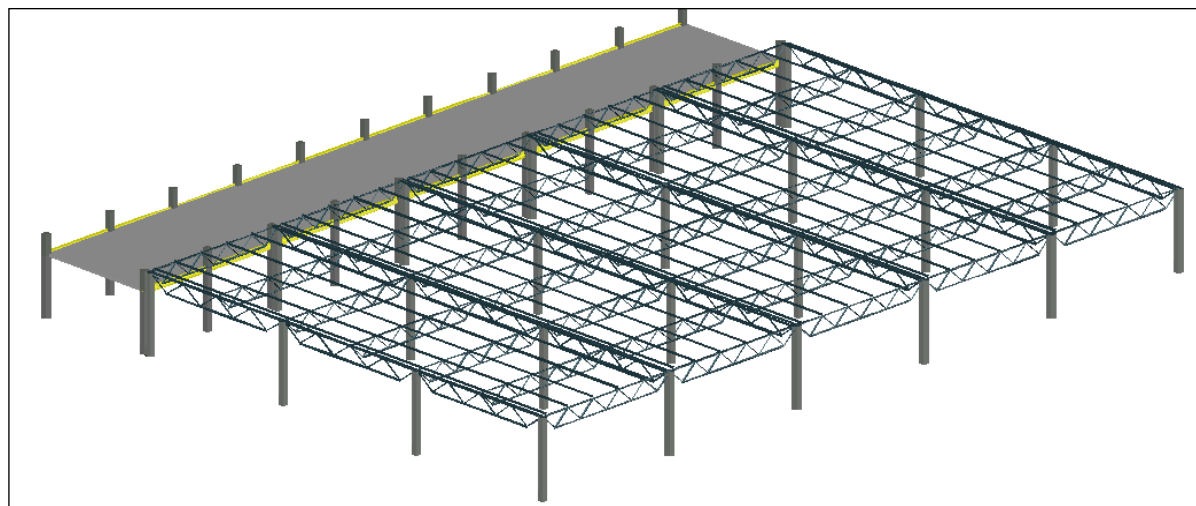


Imagen 1-a. Estructura del hipermercado

Por otro lado, se ha diseñado de forma autónoma el conjunto de los almacenes y laboratorios. En este espacio, situado en la parte norte del edificio, se ha optado por menores luces, así como menor altura de apoyo sobre pilares, ya que se ha previsto que sobre él se dispongan los sistemas de climatización y demás instalaciones similares. Se deberá tratar por tanto de una estructura más resistente, configurada de forma completamente distinta a la sala de ventas. Ambos espacios tendrán pilares contiguos, que compartirán zapatas y estarán separados entre ellos por una junta de dilatación, para funcionar de forma independiente estructuralmente.

2.- Sala de ventas

El edificio objeto de este apartado, está compuesto por una serie de elementos básicos que, integrados, dan sentido estructural, funcional y estético al mismo. A continuación, se trata de describir estos elementos y el papel que juegan en el conjunto de la estructura.

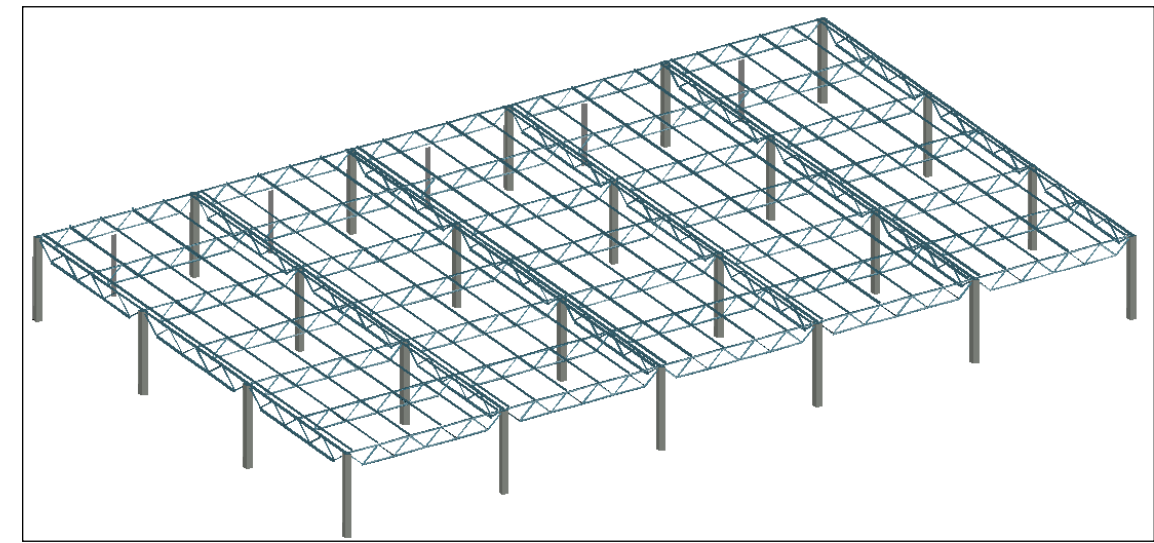


Imagen 2-a. Estructura de la sala de ventas

2.1.- Cimentación

Con el fin de transmitir las cargas de la estructura al terreno, se diseña una cimentación con zapatas aisladas en cada pilar, a excepción de la fila de pilares correspondiente a la separación entre almacenes y sala de ventas, en la que hay zapatas que reciben dos pilares y otras (los correspondientes en exclusiva al almacén), que solo reciben uno.

Estas zapatas, que se describen con detalle en su apartado correspondiente y en los planos complementarios, se llevan a término mediante vainas embebidas en el hormigón, como se representa en la *Imagen 2-b*.

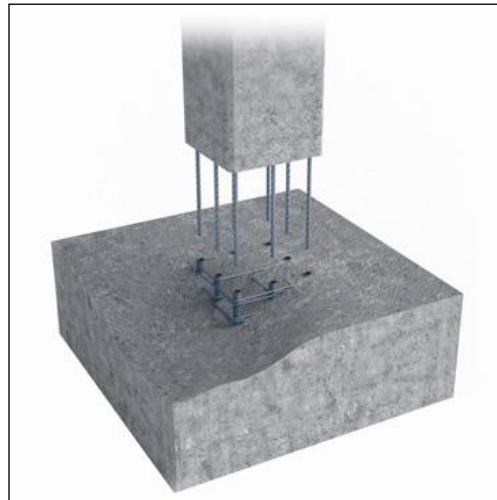


Imagen 2-b. Zapatas con vainas embebidas. Fuente: Tibsa

2.2.- Pilares

Los pilares, se proyectan de hormigón prefabricado, por su facilidad constructiva, su ahorro en tiempo de puesta en obra y, consecuentemente, la disminución en el coste. Además, presenta otras ventajas como su mejor comportamiento en zonas próximas al mar, en caso de impactos o incendios. Se han elegido con una sección de 60x60cm, dado que existe riesgo de impacto de maquinaria como carretillas elevadoras en todo el espacio, y tienen alturas distintas en las dos estructuras. Estos pilares tendrán una altura de 8 m, y sobre su cabeza, se coloca un casquete de acero corten en para el apoyo de las vigas y la soldadura de cartelas.

2.3.- Vigas

Como elemento primario de sustentación de la cubierta y las cargas que se produzcan sobre ella, se ha elegido un entramado de vigas trianguladas en las dos direcciones principales. En un primer momento se valoró la opción de resolver la cubierta con pórticos en una sola dirección, pero se optó por añadir también elementos transversales para reducir la luz que salven las correas.

Habiéndose valorado en los primeros pasos el uso de perfiles metálicos simples para realizar la función de vigas, se acabó optando por cerchas de acero, al ser las luces prácticamente inviables

sin esta solución. Más concretamente, la tipología de celosía seleccionada fue la Warren, pues cumpliendo sin problemas con su función estructural, ofrece una apariencia elegante y segura. En la dirección Norte-Sur, las cerchas apoyan sobre los pilares, y salvan vanos de 17 metros en los dos más septentrionales y 16 metros el restante. Reciben el peso de las cerchas perpendiculares sobre su centro de vano, experimentando mayores solicitaciones que éstas. Los perfiles que se han previsto para estas celosías serán medio IPE500 para los cordones superior e inferior y dos angulares enfrentados del tipo L80x80x8 para cada diagonal.

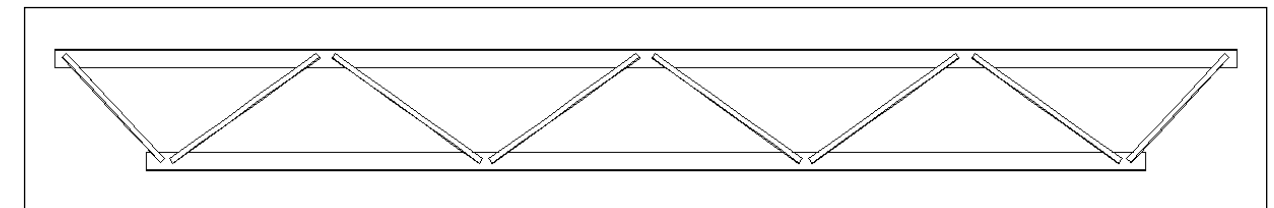


Imagen 2-c. Cercha Norte-Sur

En la dirección Este-Oeste, las cerchas reciben el peso de las correas sobre sus nudos (de este modo se evita la flexión local en sus barras), y se encargan de transmitirlo a las cerchas transversales a ellas o a los pilares, dependiendo del caso. En esta dirección, coincidiendo con la separación entre pilares, todos los vanos son de 16 metros. Al ser los esfuerzos sobre ellas menores, el tamaño de los perfiles que la forman también lo es, estando compuesta por medios IPE300 en los cordones tanto superior como inferior, y dos angulares L60x60x8 para las diagonales.

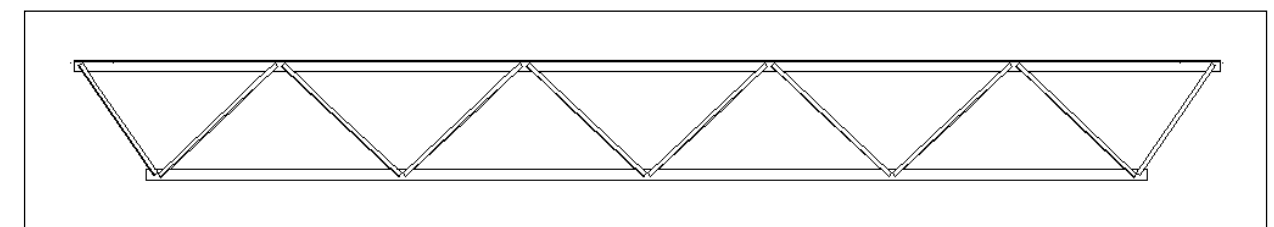


Imagen 2-d. Cercha Este-Oeste

Todas las uniones se realizarán soldadas, llevándose cada cercha montada de taller a la obra y solo quedando por realizar in situ las conexiones entre ellas y con los pilares.

2.4.- Correas

Con el fin de constituir un emparrillado sobre las vigas principales que ayude a transmitir las cargas de cubierta sobre éstas, sin que se produzca una flexión excesiva en la chapa grecada, se han dispuesto en el sentido norte-sur una serie de correas a base de perfiles IPE200. Estos perfiles, de longitud 16 o 17 metros en función del tramo en el que nos encontremos, se colocan de forma que salve dos vanos cada una de las barras. Así se consigue que la luz que experimentan los centros de vano sea inferior.

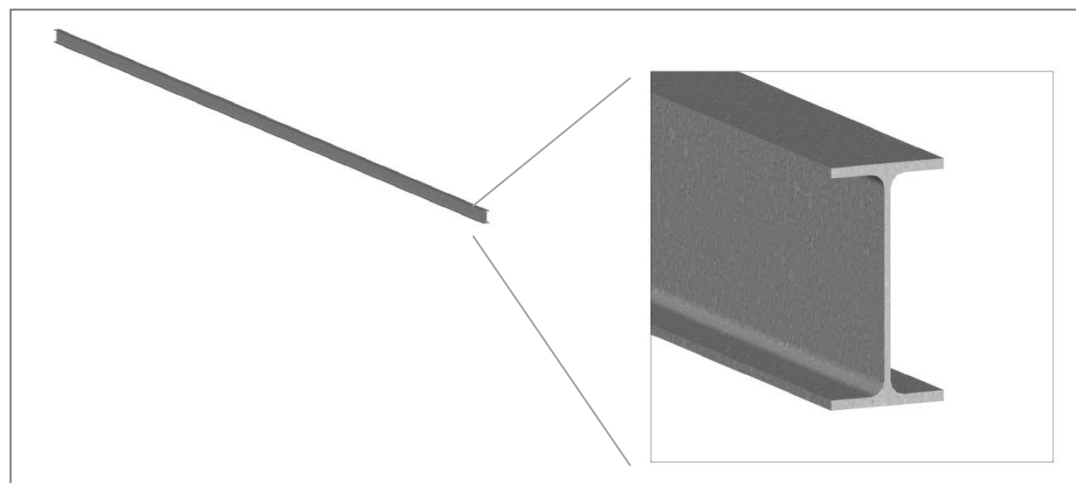


Imagen 2-e. IPE 200

Todas las correas se encuentran fijadas a la cubierta, de modo que quedan arriostradas eliminando el problema del pandeo.

2.5.- Cubierta

A la hora de seleccionar la cubierta, se han partido de dos condiciones fundamentales; por un lado que ésta fuera plana (con una pendiente de entre el 1 y el 5%) y, por otro, que fuera muy ligera. De este modo se consiguen luces mayores y ahorro de materiales. Con estas restricciones, y cumpliendo además con el resto de factores que se exigen a un elemento de estas características, la más adecuada es la cubierta tipo Deck. La pendiente descrita, al ser tan pequeña, se consigue dando una ligera diferencia de altura a los pilares.

La cubierta tipo Deck, se trata de una modalidad de cubierta muy empleada en edificios comerciales e industriales. Está compuesta por una chapa grecada, que cumple la función

resistente, sobre la que dispone un panel de aislamiento térmico, una capa separadora de geotextil, y una lámina sintética a base de PVC plastificado para impermeabilización. Todas las capas, que juntas suman unos 10 cm de espesor, se fijan mecánicamente al soporte resistente por medio de tornillos autorroscantes y arandelas de reparto. Se ha propuesto el modelo IMS02 de la casa *Danosa* sobre chapa grecada de 1mm de espesor, cuyas características detalladas pueden encontrarse en su página web, aunque podrá sustituirse por otra marca que ofrezca características similares.

Además de la ventaja ya mencionada de su reducido peso (sólo 25 kg/m²), las cubiertas tipo Deck tienen otros muchos aspectos positivos. En primer lugar, permiten la colocación de lucernarios en la misma cubierta, proporcionando al edificio luz natural y ahorro en el consumo. No hay que olvidar que la iluminación es un aspecto muy cuidado a la hora de proyectar un hipermercado, pues de su buen diseño depende en gran medida la percepción que tendrán los clientes del mismo. Además, el aislamiento acústico que ofrece es más que suficiente para la zona en la que nos encontramos.

En otro orden de cosas, la puesta en obra se lleva a cabo en muy poco tiempo, factor muy apreciado por los promotores de edificios de carácter comercial.

En la imagen inferior, se puede ver una sección de la cubierta propuesta:

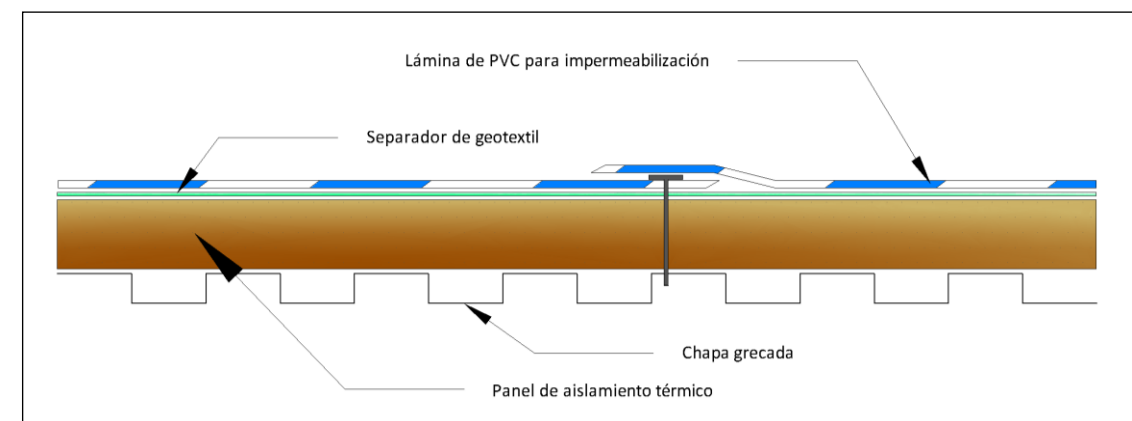


Imagen 2-f. Sección de la cubierta

2.6.- Cerramiento

En lo que respecta al cerramiento, se han seleccionado paneles de hormigón prefabricados con rotura de puente térmico. Se ha elegido este sistema debido a su facilidad de puesta en obra, rapidez y economía, sin verse comprometidas otras características deseables como la resistencia o la funcionalidad. Existen múltiples casas comerciales especializadas en este tipo de productos, pudiendo ser válida cualquiera con versatilidad suficiente para desarrollar los paneles descritos. Se fabricarán empleando hormigón blanco, por fines puramente estéticos.

Aunque este tipo de cerramientos se puede encontrar tanto en su versión horizontal como vertical, se ha optado por los primeros, al adaptarse mejor a la decoración que se busca para la fachada delantera y por no necesitar una viga donde sustentarse en cabeza. Además, los huecos para puertas pueden realizarse directamente, sin necesidad de un marco metálico.

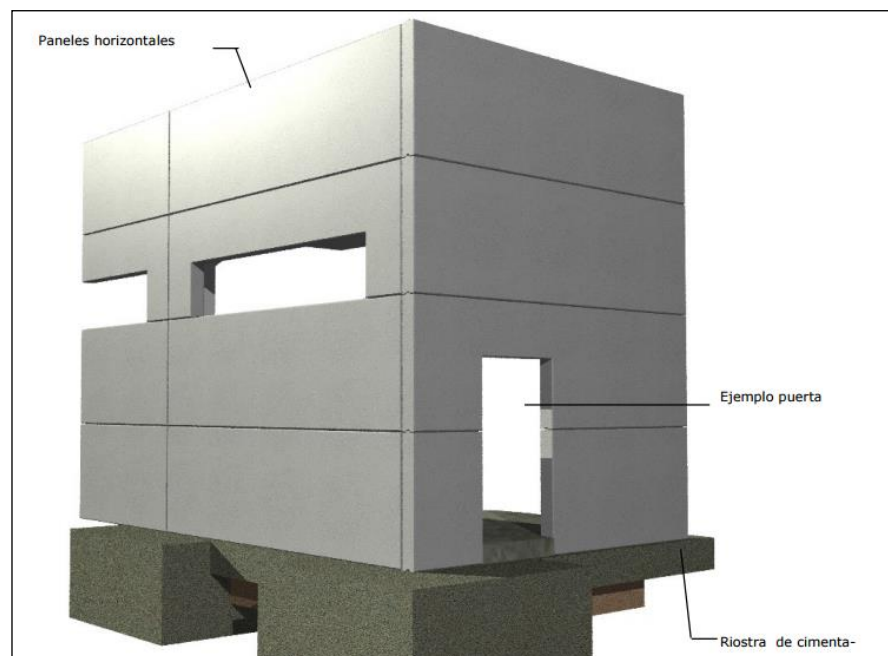


Imagen 2-g. Cerramiento. Fuente: Catálogo técnico PACADAR

El arriostramiento de estos paneles a los pilares, se realiza empleando un anclaje metálico embebido tanto en pilar como en cerramiento.

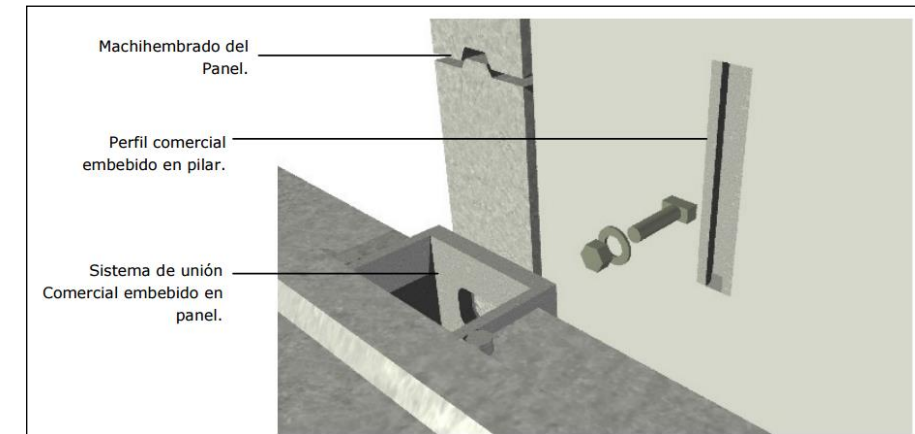


Imagen 2-h. Arriostramiento de los paneles a los pilares. Fuente: Catálogo técnico PACADAR

2.7.- Tabiquería.

Tanto para separar físicamente el almacén de la sala de ventas como para materializar las paredes de baños y zonas de atención al cliente, se ha optado por la fábrica de ladrillo. En concreto, se propone el sistema de partición interior DBBLOK de ladrillo acústico de hormigón, aunque cualquier otra solución similar podría darse por válida al tratarse de un elemento funcional, en ningún caso estructural.

3.- Almacén

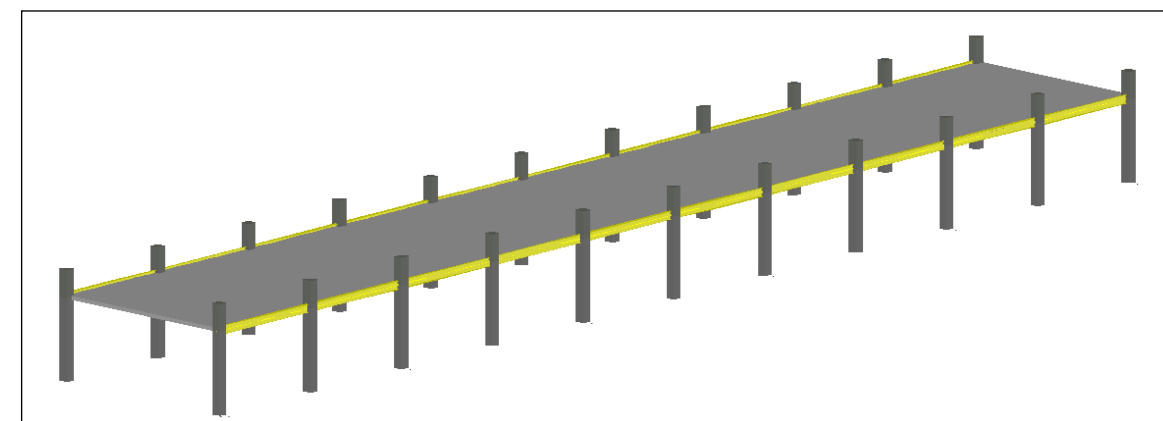


Imagen 3-a. Estructura del almacén

Esta segunda estructura, de menor tamaño que la anterior, aunque con mayores cargas, contaba con unas condiciones de diseño totalmente distintas. Las diferencias principales radican en el uso que se va a dar tanto a su interior, dedicado al almacenaje y tratamiento de los productos, como a la cubierta, dedicada a resistir sobre sí los equipos de refrigeración, eléctricos y demás instalaciones.

3.1.- Vigas

La longitud de 8 m que queda entre pilares es superada usando vigas de acero tipo IPE600, que se diseñan articuladas en los extremos para no transmitir momento a los pilares.

3.2.- Placa alveolar

En la dirección norte-sur, el almacén tiene una longitud de 12,5 metros, que se salvarán con un solo vano. En esta dirección, y apoyadas sobre los perfiles metálicos mencionados, se colocarán placas alveolares de 40 centímetros de canto, 1,2 metros de anchura y cinco alveolos cada una. El apoyo de las placas sobre la viga metálica se realiza a través de apoyos elastoméricos. Sobre ellas, se verterá in situ una capa de compresión de hormigón de 5 centímetros de espesor.

3.3.- Pilares

En la dirección este-oeste, se ha optado por desdoblar los pilares respecto a la disposición de la sala de ventas, quedando distanciados cada 8 metros. Al igual que en la zona contigua, tienen una sección de 60x60 cm. Su longitud será de 8 m, aunque las vigas se apoyen en ellos en ménsulas a una altura de 6m. Los 2 m adicionales, se disponen para servir de fijación a los paneles de cerramiento que protejan las instalaciones.

Anejo nº 6.3:

DIMENSIONAMIENTO DE LA ESTRUCTURA METÁLICA





ÍNDICE

1.- Introducción.....	141
2.- Sala de ventas	141
2.1.- Correas.....	141
2.2.- Cerchas	143
2.2.1.- Predimensionamiento.....	143
2.2.2.- Dimensionamiento	146
2.2.3.- Unión tipo diagonal-cordón	150
2.2.4.- Apoyo cercha-cercha	154
2.2.5.- Apoyo cercha-pilar	155
3.- Almacén	156
3.1.- Placa alveolar	156
3.2.- Viga metálica	156
3.3.- Armado de los pilares	158
3.3.1.- Obtención de esfuerzos	158
3.3.2.- Simplificación de la flexión esviada.	159
3.3.3.- Cálculo de la armadura	160

1.- Introducción

A la hora de diseñar la estructura resistente que soportará las cargas de cubierta, se ha decidido separar correas de elementos principales, en los que se han empleado celosías. Estas correas, para las cuales se ha optado por perfiles laminados IPE, se dimensionan manualmente, de forma aislada. Se calculan según las diferentes cargas en función de la zona de la cubierta en la que se encuentren.

Una vez obtenidas las cargas que soportan las correas, y con ellas las que éstas transmiten a las celosías, se hace un breve predimensionamiento manual de las mismas, considerando para ello la resistencia de las barras y la flecha obtenida. Teniendo ya unos perfiles con los que abordar el cálculo, se introduce un modelo tridimensional de las cerchas en el programa informático SAP 2000 obteniéndose unos esfuerzos más realistas. Con estos esfuerzos, ya estamos en disposición de comprobar (y en caso de que sea necesario reajustar) que los perfiles escogidos en el predimensionamiento se comportan adecuadamente en cuanto a resistencia (incluyendo el pandeo), y flecha de la celosía.

Para todo el apartado, la nomenclatura empleada para referirse a cada pilar, ha sido la que se muestra:

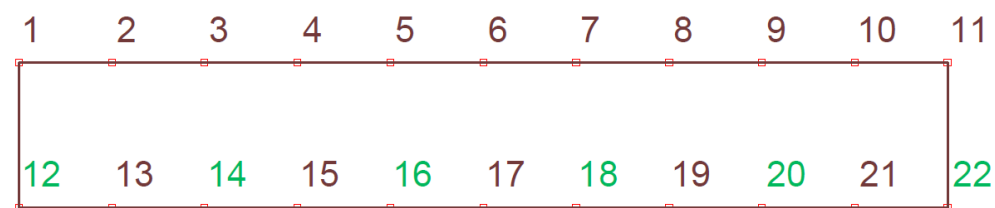


Imagen1-3.3-a. Nomenclatura de los pilares del almacén

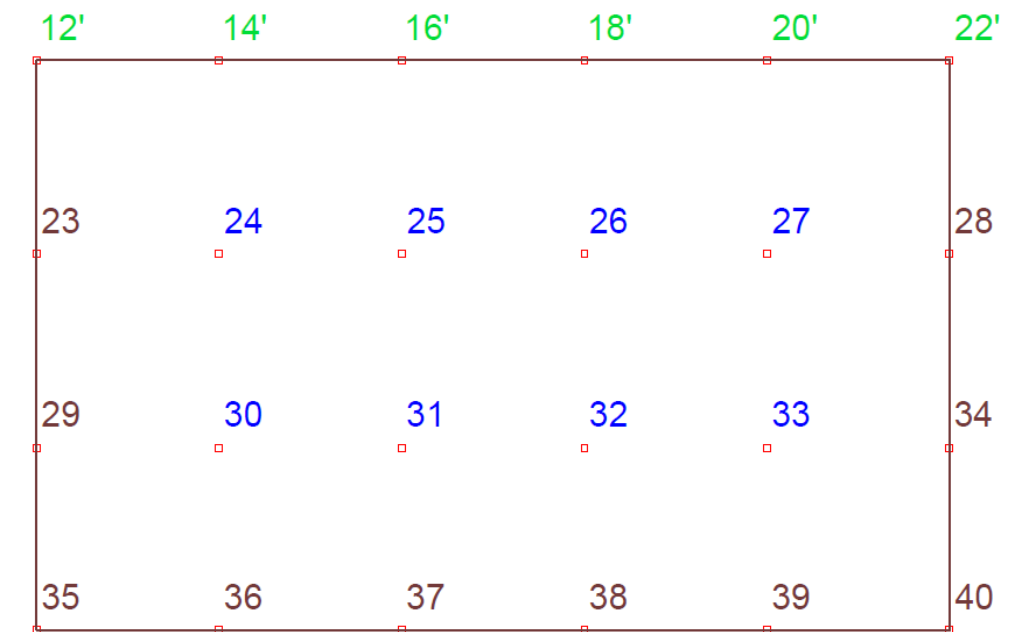


Imagen 1-3.3-b. Nomenclatura de los pilares de la sala de ventas

2.- Sala de ventas

2.1.- Correas

Sobre la estructura metálica, se disponen correas cada 3,2 m, con la finalidad de sostener la cubierta y recibir las distintas acciones externas y transmitirlas a las cerchas sobre las que apoyan.

Las correas tienen una longitud de 16 o 17 metros, en función de la zona de la cubierta en la que se encuentren. No obstante, estas barras están triapoyadas como se muestra en la imagen siguiente, teniendo como luz máxima 8,5 m.

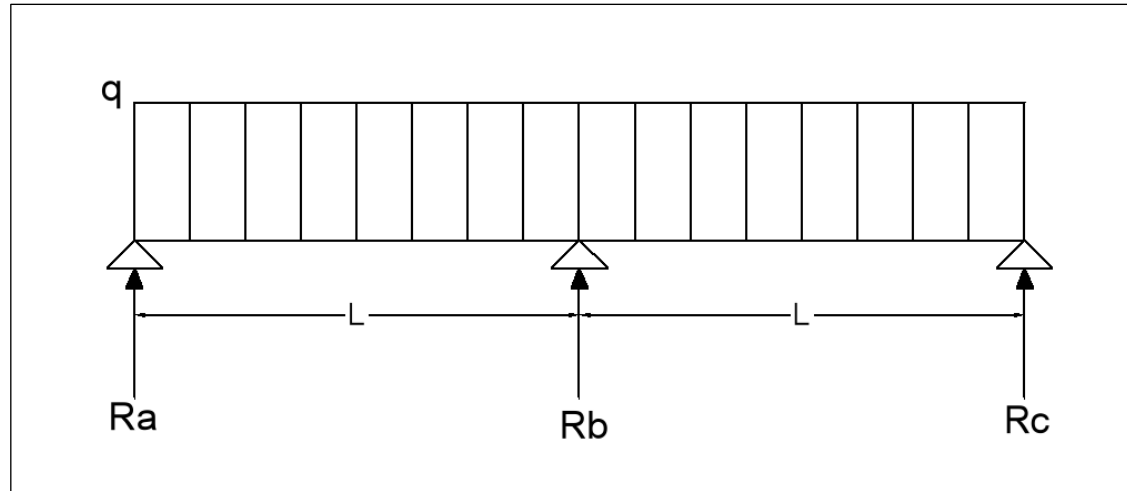


Imagen 2.1-a. Esquema tipo de una correa triapoyada

Esta correa metálica posee una sección tipo IPE, y su tamaño se dimensiona a continuación.

Para ello, se supone la posibilidad más desfavorable, es decir, que la luz entre apoyos sea máxima, en este caso de 8,5 m. Se supone un IPE 200 para comenzar el predimensionamiento y se irá ajustando para optimizar su aprovechamiento.

Las acciones que se tienen en cuenta en base al anejo de acciones son:

Cubierta	0,25 kN/m ²
SC uso	0,4 kN/m ²
Nieve	0,2 kN/m ²
Viento (presión)	0,1428 kN/m ²
Peso propio	Área × densidad

Tabla 2.1-Acciones

Ya que cada IPE tiene un área tributaria de 3,2 m, las acciones que recibe cada correa son de:

- » $Cubierta = 0,25 \times 3,2 = 0,8 \text{ kN/m}$
- » $SC \text{ uso} = 0,4 \times 3,2 = 1,28 \text{ kN/m}$
- » $Nieve = 0,2 \times 3,2 = 0,64 \text{ kN/m}$
- » $Viento = 0,1248 \times 3,2 = 0,45696 \text{ kN/m}$

» $Peso \text{ propio} = 0,2237 \text{ kN/m}$

Con estas cargas, se realiza una combinación de acciones del Estado Límite Último, de manera que la carga lineal total q, queda como:

$$q = 1,35 \times (0,8 + 0,2237) + 1,5 \times 1,28 + 0,9 \times 0,45696 + 0,75 \times 0,64 = 4,1932 \text{ kN/m}$$

Acudiendo a un prontuario de vigas, se obtiene que las reacciones en los apoyos son las siguientes:

$$Ra = Rc = \frac{3qL}{8}$$

$$Rb = \frac{5qL}{4}$$

$$M_{max} = M_b = -\frac{qL^2}{8}$$

De manera que:

$$Ra = Rc = \frac{3 \times 4,1932 \times 8,5}{8} = 13,366 \text{ kN}$$

$$Rb = \frac{5 \times 4,1932 \times 8,5}{4} = 44,553 \text{ kN}$$

$$M_{max} = M_b = -\frac{4,1932 \times 8,5^2}{8} = -37,87 \text{ kNm}$$

A continuación se calcula el aprovechamiento de la sección en base a los esfuerzos obtenidos. Dado que la cubierta se encuentra fijada mecánicamente a las correas, el pandeo lateral está impedido y se omite en el cálculo.

$$\frac{N}{\chi \times A} + \frac{M_y}{W_{ply}} + \frac{M_z}{W_{plz}} \leq \frac{f_{yk}}{1,05}$$

$$\frac{37,87 \times 10^5}{221} \leq \frac{27500}{1,05}$$

$$17135,75 \leq 26190,47$$

Por lo que se deduce que el IPE 200 es una sección que cumple y que pese a no estar demasiado ajustado el aprovechamiento, se decide escogerla ya que se ha verificado que con un IPE 180 el aprovechamiento obtenido es demasiado próximo a 1, de manera que del lado de la seguridad se escoge el IPE 200.

Por otra parte, se realiza la verificación del Estado Límite de servicio. Se comprueba que con la sección elegida, no se produce una flecha superior a la permitida por la norma.

Para ello, se realiza la combinación de acciones de ELS para situación persistente:

$$q = 1, \times (0,8 + 0,2237) + 1,28 + 0,6 \times 0,45696 + 0,5 \times 0,64 = 2,8978 \text{ kN/m}$$

Se emplea el programa SAP 2000 para verificar que la flecha producida por esta carga sea menor a la longitud de la luz dividida entre 300.

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

$$0,0197\text{m} < \frac{8}{300} = 0,0267\text{m}$$

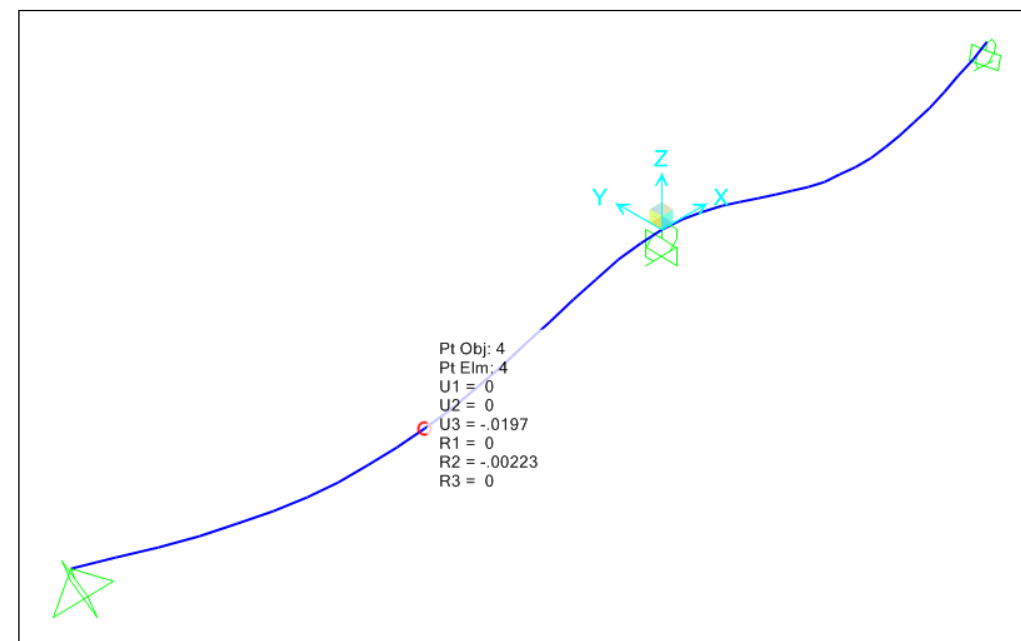


Imagen 2.1-b. Flecha de la correa

2.2.- Cerchas

2.2.1.- Predimensionamiento

2.2.1.1.- Cercha E-O

En la dirección Este-Oeste, se tiene que las cerchas deben salvar 16 metros de luz en todos los casos, soportando, además de su peso propio, la carga que le transmiten las correas. Para abordar este problema, en primer lugar, se realiza una estimación de un canto razonable. Se ha optado por comenzar con 1,2 metros (entre directrices de cordón superior e inferior), número que si así lo requiere el cálculo se modificará en líneas posteriores. Con este canto se tiene una relación canto-luz que se encuentra en el intervalo recomendado de [1/15; 1/10].

A continuación, se supone la cercha como una viga biapoyada, para estimar los esfuerzos que se desarrollarán en ella como conjunto, producidos por las cargas que transmiten las correas. Cada una de estas transmite una fuerza sobre el nudo en el que apoya, en el caso más desfavorable, de 44,5kN. De este modo, se obtiene que el momento máximo que se dará, será en el centro de vano e igual a:

$$M_{\text{máx}} = -1,6 \cdot 44,5 - (1,6 + 3,2) \cdot 44,5 + (3,2 \cdot 2 + 1,6) \cdot 89 \approx 427,2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

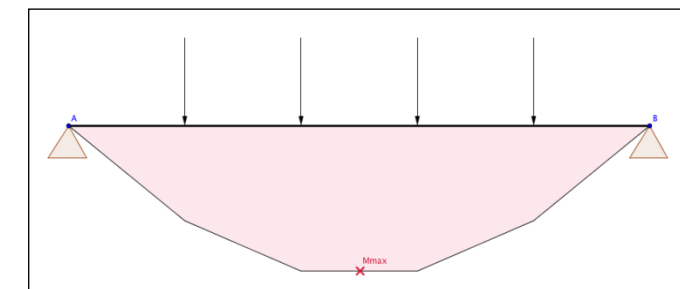


Imagen 2.2-a. Diagrama de momentos flectores

El comportamiento deseado de la cercha será a axil puro, por lo que se convierte este momento en un par de fuerzas equivalente sobre los cordones superior y exterior, de modo que cada cordón quedará solicitado por:

$$N_{\text{máx}} = \frac{M_{\text{máx}}}{h} = \frac{427,2}{1,2} = 356 \text{ kN}$$

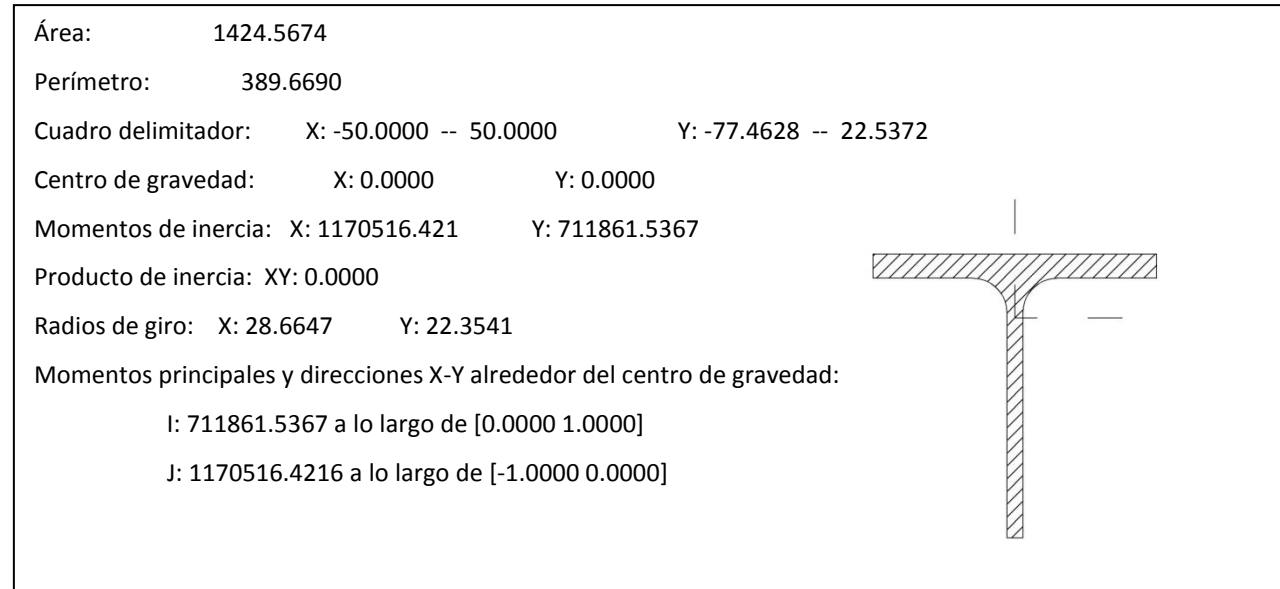
En función del axil, ya estamos en disposición de hacer una primera estimación del área necesaria para resistir las condiciones citadas.

$$Nm_{\max} \leq N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \rightarrow A \geq \frac{Nm_{\max} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{356000 \cdot 1,05}{275} \approx 1359,3 mm^2$$

A la hora de elegir qué sección tendrán los cordones, se han valorado dos posibilidades. Por un lado una sección formada por dos UPN contrapuestos en cada cordón y, por otro, medio IPE. Valoradas las dos posibilidades, se ha optado por la segunda solución, por considerarse más sencilla constructivamente.

$$\text{Área de medio IPE200} = \frac{1}{2} \cdot 2850 = 1425 mm^2$$

Para hallar la inercia de este perfil, se ha empleado el comando de Autocad “propfis”, que permite obtener las propiedades mecánicas de una sección cualquiera. Los resultados obtenidos han sido:



En el resto de cálculos de las propiedades de las secciones, el procedimiento seguido ha sido el mismo.

La inercia de los dos cordones en conjunto será por tanto:

$$I_{total} = 2 \cdot \left(I_{cordón} + A_{cordón} \cdot \left(\frac{h}{2} \right)^2 \right) = 2 \cdot \left(1,17 \cdot 10^{-6} + 14,25 \cdot 10^{-4} \cdot \left(\frac{1,2}{2} \right)^2 \right) = 1,03 \cdot 10^{-3} m^4$$

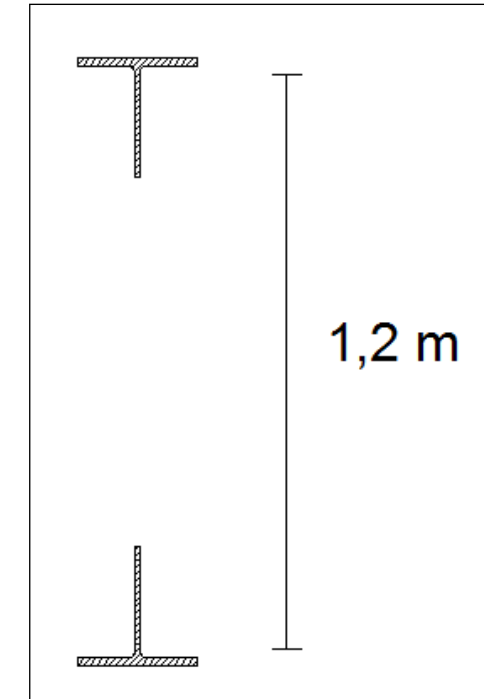


Imagen 2.2-b. Cordones superior e inferior de la celosía

Sabiendo que, con las simplificaciones realizadas, cumple a resistencia, comprobamos cómo se comporta la celosía planteada en cuanto a flecha.

Para ello, vemos la flecha que produce cada una de las cuatro cargas aplicadas, sabiendo que por simetría las dos extremas por un lado, y las dos centrales por otro, producirán la misma flecha.

$$f_1 = \frac{30,8 \cdot 16 \cdot 12,8 \cdot 3,2}{6 \cdot 210.000.000 \cdot 1,03 \cdot 10^{-3}} \cdot \left(1 - \frac{3,2^2}{16^2} - \frac{12,8^2}{16^2} \right) = 4,94 \cdot 10^{-3} m$$

$$f_2 = \frac{30,8 \cdot 16 \cdot 6,4 \cdot 9,6}{6 \cdot 210.000.000 \cdot 1,03 \cdot 10^{-3}} \cdot \left(1 - \frac{6,4^2}{16^2} - \frac{12,8^2}{16^2} \right) = 6,47 \cdot 10^{-3} m$$

$$f_{total} = 2 \cdot (f_1 + f_2) = 0,0228 m$$

Considerando la flecha máxima de un trescientosavo de la luz, se tiene:

$$f_{total} = 0,0228 m \leq f_{tolerable} = \frac{16}{300} \approx 0,053 m \rightarrow CUMPLE$$

Para finalizar el predimensionamiento, solo queda estimar un perfil para las diagonales de la celosía. Empleado el método de Ritter, el axil en la barra más solicitada es de alrededor de 148 kN, por lo que procediendo igual que con los cordones:

$$A \geq \frac{Nm_{\max} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{148000 \cdot 1,05}{275} \approx 564,67 mm^2$$

Se ha propuesto usar como diagonales dos angulares enfrentados, por lo que cada angular deberá tener un área mínima de 282,32 mm². Consultando en un prontuario de perfiles metálicos, se concluye que podría ser válido con 2xL40x40x4.

2.2.1.2.- Cercha N-S

Para el dimensionamiento de esta cercha, se procede del mismo modo que en el apartado anterior, con la única diferencia de que en este caso la carga aplicada es única y concentrada en el centro.

Aunque las condiciones en este caso sean distintas, se ha optado por dar a la cercha el mismo canto, para dar una imagen global más estética. Del mismo modo, las barras se diseñarán con el mismo tipo de perfil laminado, es decir, medios IPEs para los cordones y dos angulares enfrentados para las diagonales.

Procediendo como en la cercha anterior:

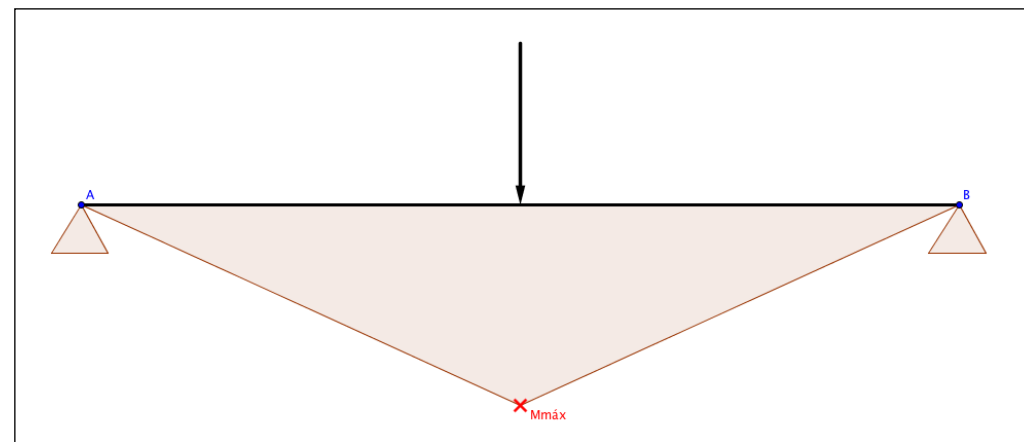


Imagen 2.2-c. Diagrama de momentos flectores

$$M_{\text{máx}} = \frac{P \cdot L}{4} = \frac{178 \cdot 17}{4} = 756.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_{\text{máx}} = \frac{M_{\text{máx}}}{h} = \frac{712}{1,2} \approx 630,4 \text{ kN}$$

$$A \geq \frac{N_{\text{máx}} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{594.000 \cdot 1,05}{275} \approx 2407,04 \text{ mm}^2$$

Como se observa, la luz empleada en el cálculo es de 17 m, pues aunque en esta dirección algunas cerchas solo salvan 16 metros, las primeras son más desfavorables.

El primer perfil que cumple con este predimensionamiento son los medios IPEs300, con 2690 mm².

$$I_{\frac{1}{2}IPE300} \approx 509 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$$

$$I_{\text{total}} = 2 \cdot \left(I_{\text{cordón}} + A_{\text{cordón}} \cdot \left(\frac{h}{2} \right)^2 \right) = 2 \cdot \left(5,09 \cdot 10^{-6} + 26,9 \cdot 10^{-4} \cdot \left(\frac{1,2}{2} \right)^2 \right)$$

$$= 1,947 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$f = \frac{123 \cdot 16^3}{48 \cdot 210.000.000 \cdot 1,947 \cdot 10^{-3}} = 0,026 \text{ m}$$

$$\leq f_{\text{tolerable}} = \frac{16}{300} \approx 0,053 \text{ m} \rightarrow \text{CUMPLE}$$

Para acabar, en el predimensionamiento de las diagonales se tiene que el axil máximo obtenido es:

$$N \cdot \text{sen}(31^\circ) = 89 \rightarrow N = 180,9 \text{ kN}$$

$$A \geq \frac{N_{\text{máx}} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{180900 \cdot 1,05}{275} \approx 690 \text{ mm}^2$$

$$\text{Cada angular} \rightarrow A \geq \frac{1}{2} \cdot 690 = 345 \text{ mm}^2$$

El primer perfil en cumplir, será el L45x45x4, con sus 349 mm².

Como en estos cálculos previos no se ha tenido en cuenta ni el pandeo ni el peso propio de la celosía, se opta por comenzar en el modelo con unos perfiles un poco más realistas, para evitar iteraciones. En caso de haberse superado en mucho el perfil necesario, se ajustará a posteriori. Los perfiles con los que se comenzará el cálculo serán:

Cordones cercha E-O	T-IPE 270
Diagonales cercha E-O	L 60x60x5
Cordones cercha N-S	T-IPE360
Diagonales cercha N-S	L 55x55x6

Imagen 2.2-d. Perfiles de comienzo del dimensionamiento

2.2.2.- Dimensionamiento

Una vez se cuenta con unas cargas próximas a las reales sobre las cerchas metálicas y unos perfiles iniciales sobre los que empezar a trabajar, se puede introducir el modelo en SAP2000, para evaluar de forma más precisa y global el comportamiento de la estructura.

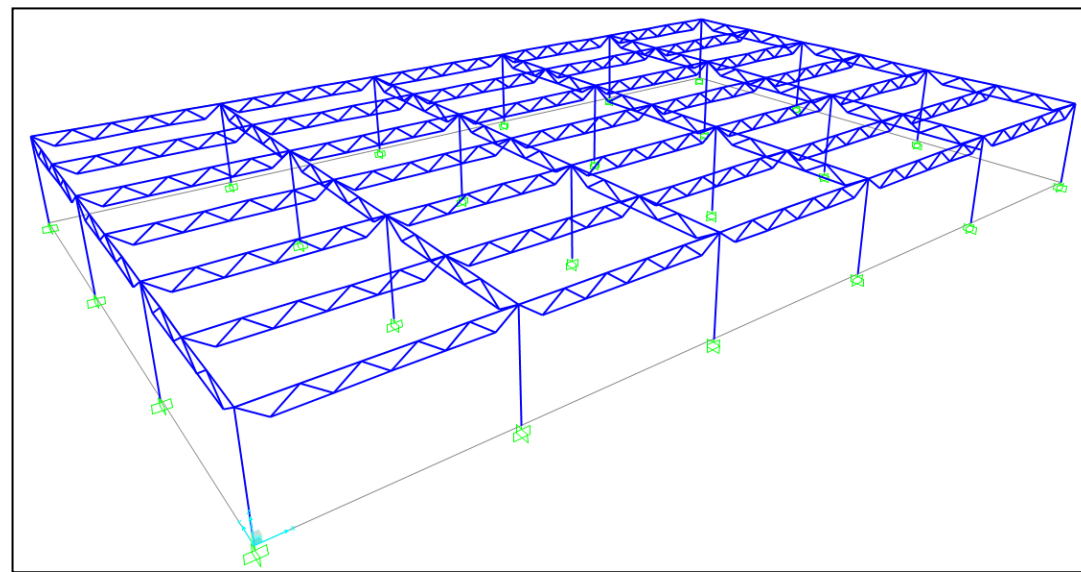


Imagen 2.2-e. Modelado de la estructura en SAP. Canto 1,2 m

Ya definida la geometría de las barras, y asignada a cada una la sección obtenida previamente, se procede a introducir las coacciones y los apoyos exteriores. Todas las celosías se han considerado como articuladas en sus apoyos y los pilares se han diseñado empotrados a la cimentación.

Introducidas las acciones, y definidas cuatro combinaciones de ELU en función de las diferentes posibilidades de posición de la sobrecarga y actuación o no de las cargas meteorológicas, se ejecuta el modelo.

Comprobando el aprovechamiento de las secciones, se observa que son numerosas las barras que no resistirían estas condiciones, por lo que será necesario aumentar sus prestaciones. El proceso, se ha abordado extrayendo las barras más solicitadas a axil, tanto a tracción como a compresión, para la peor de las combinaciones de ELU. El momento no es relevante, ya que se obtienen valores despreciables al ser una estructura concebida para resistir por axil.

En caso de ser mayor el mayor valor a compresión que el mayor valor a tracción para un determinado tipo de barra, solo se comprobará para el primero de estos, al ser la tracción

estabilizadora. En cualquier caso, para la compresión se comprobará el aprovechamiento teniendo en cuenta la χ de pandeo. Para las barras de las celosías estudiadas, se comprobará el eje débil, al ser las coacciones iguales en los planos x e y (y por tanto β también lo será).

Una vez comprobado que un sistema de perfiles no cumple con los requisitos necesarios, se aumenta el canto de los perfiles en el programa y se recalculan los esfuerzos, volviendo a comenzar el proceso.

Tras este proceso iterativo de aumento de perfil, cálculo de esfuerzos y comprobación, se obtiene finalmente una estructura que sería capaz de resistir las cargas necesarias sin colapsar. Los perfiles que finalmente se obtienen son:

Cordones cercha E-O	T-IPE 330
Diagonales cercha E-O	L 70x70x8
Cordones cercha N-S	T-IPE500
Diagonales cercha N-S	L 90x90x8

Imagen 2.2-f. Perfiles empleados en la cercha

Sin embargo, y como se observa en la imagen inferior, al comprobar la flecha en el punto más desfavorable, se obtiene un valor de 5,25 cm (U3).

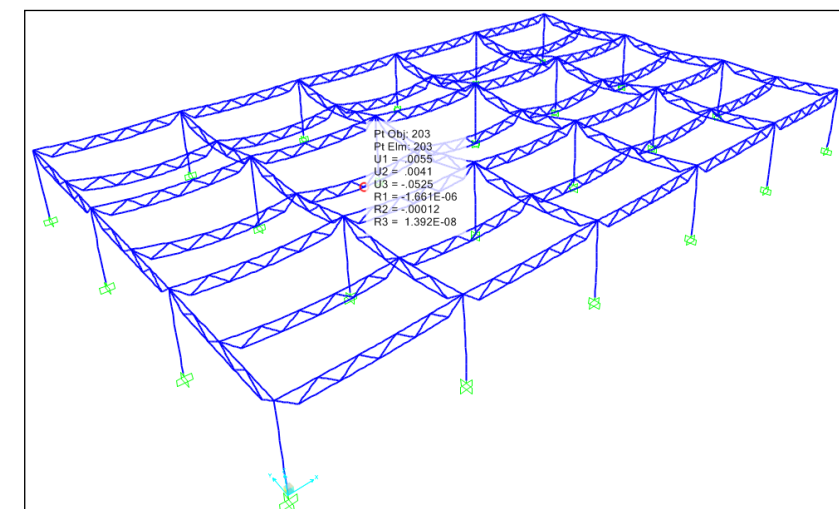


Imagen 2.2-g. Deformada de la estructura. Canto 1,2 m

Dado que se trata de un edificio con cubierta plana, hay que ser estrictos en el tratamiento de la flecha, pues en caso contrario es muy probable la formación de charcos. Por este motivo, y

aunque la flecha máxima permitida es de $\frac{L}{300} = 5,33\text{cm}$ para este tipo de edificios, se opta por buscar un valor de la flecha máxima no tan cercano al límite.

Con el fin de reducir la flecha en la estructura, es necesario aumentar el canto de la celosía, para darle así más inercia en su eje de flexión. Se diseña por tanto un nuevo modelo, esta vez con separación entre cordones de 1,5 m. Los perfiles empleados en cada barra han sido los mismos que habían sido dados por válidos para el modelo anterior, aunque al haber cambiado la geometría será necesario volver a comprobar su adecuación.

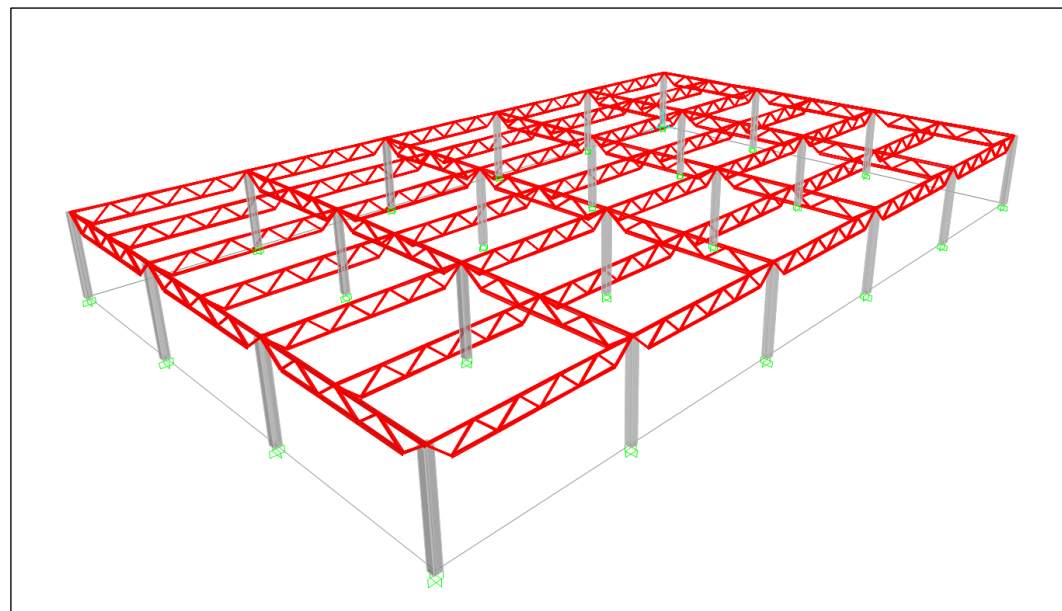


Imagen 2.2-h. Modelado de la estructura en SAP. Canto 1,5 m

En la imagen siguiente, aparece una modelización de la estructura deformada bajo la combinación ELS más desfavorable, representada en una escala diferente según ejes que permite apreciar los desplazamientos. Se ha marcado en el cuadro, los desplazamientos y rotaciones del punto con mayor flecha. En él se observa que el desplazamiento vertical (U3) es de 4,35 cm, con lo que el problema de la flecha queda resuelto.

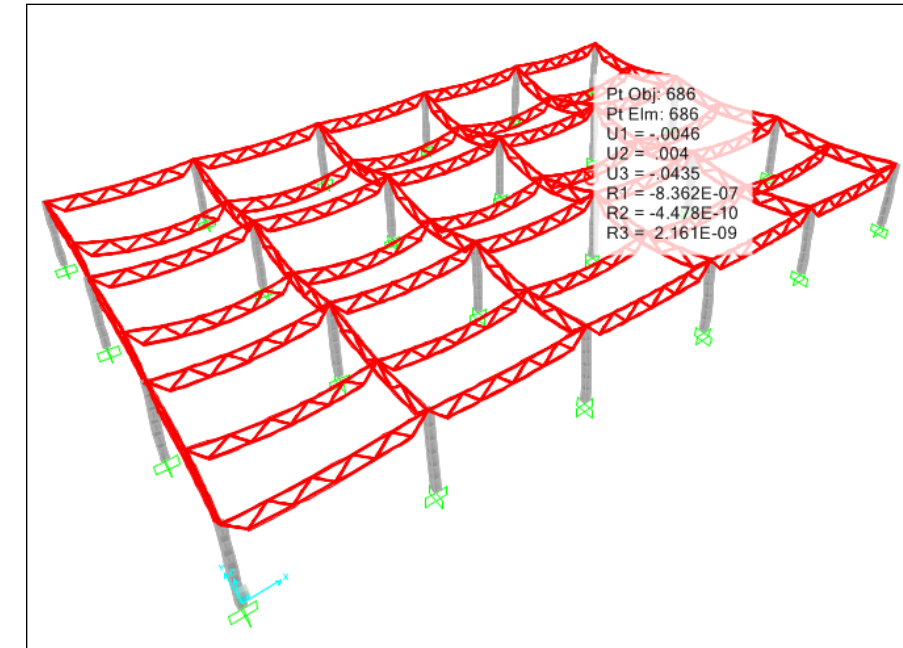


Imagen 2.2-i. Deformada de la estructura en SAP. Canto 1,5 m

Se añaden, además, dos imágenes del modo en que se deforman los pórticos en las dos direcciones.

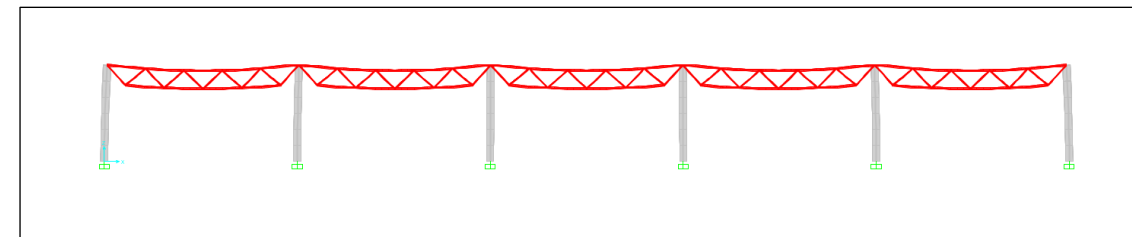


Imagen 2.2-j. Deformada vista frontal.

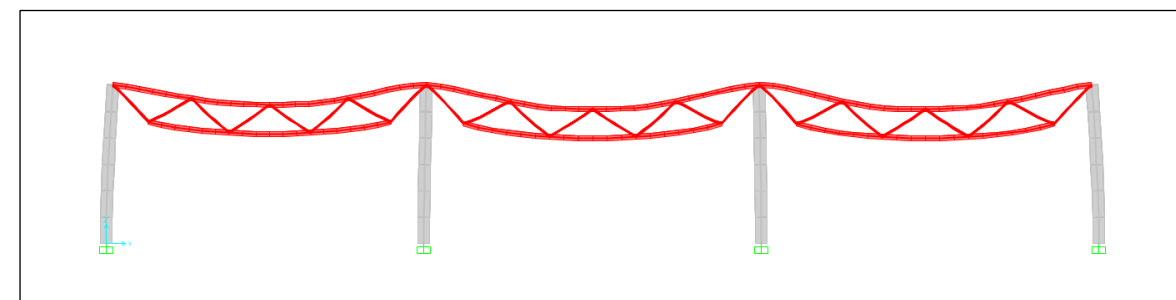


Imagen 2.2-k. Deformada vista lateral.

Comprobado que las deformaciones se encuentran dentro de lo permisible, queda ahora comprobar que los perfiles resisten bajo las nuevas cargas que supone una nueva geometría de la estructura, y que no quedan sobredimensionados.

Dado que todas las cerchas de cada dirección se diseñan iguales, independientemente de sus solicitaciones, se han extraído los mayores esfuerzos axiales de cada tipo de barra, y con ellos se ha realizado la comprobación.

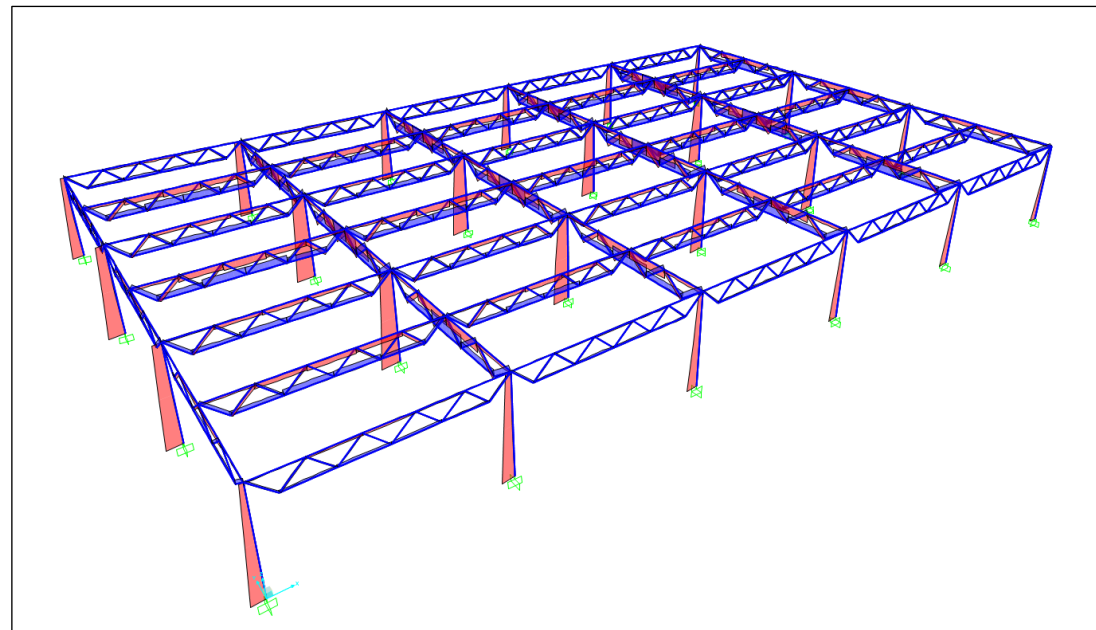


Imagen 2.2-l. Diagrama de esfuerzos axiales

Se comprobarán, igual que en el modelo anterior, los perfiles a la mayor tracción y la mayor compresión solo en caso de ser mayor el valor de la primera. En caso contrario, siempre será más desfavorable la compresión por ser la tracción estabilizadora.

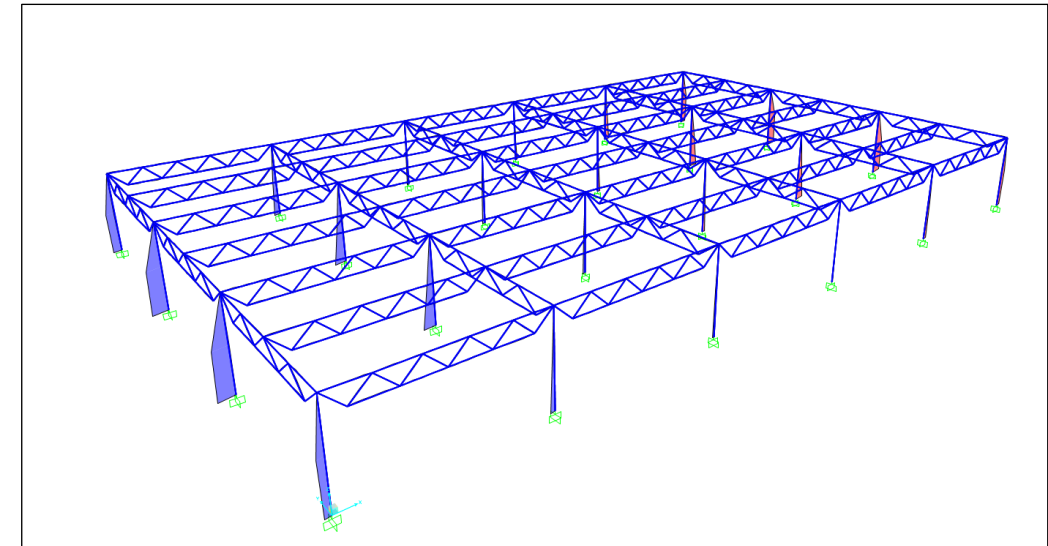


Imagen 2.2-m. Diagramas de momentos 2-2

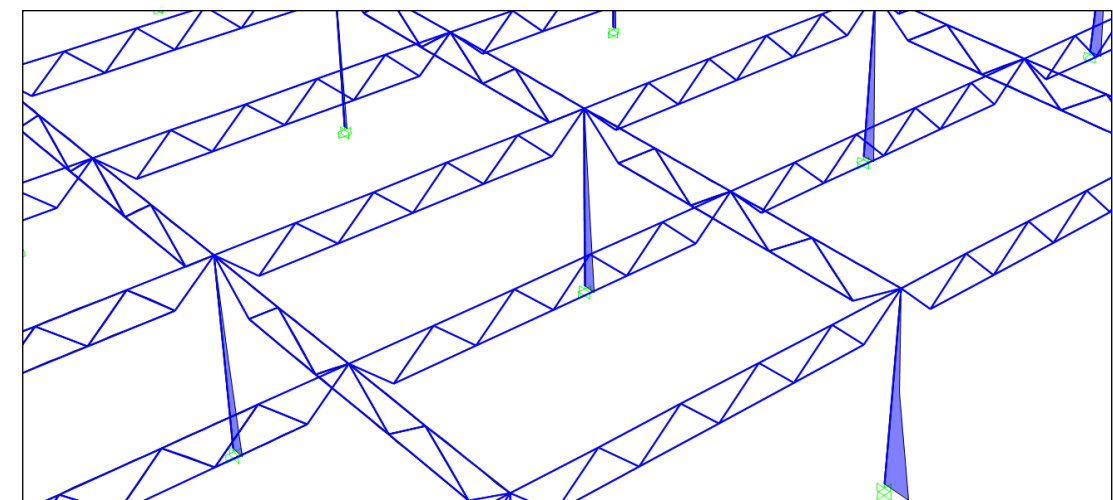


Imagen 2.2-n. Detalle de diagramas de momentos 3-3

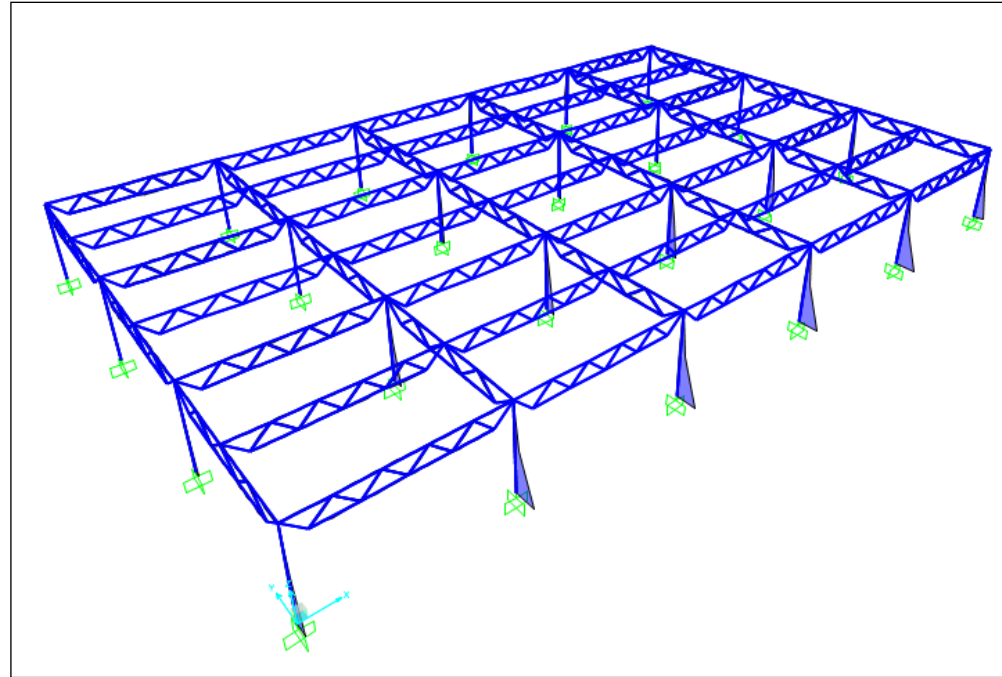


Imagen 2.2-o. Diagrama de momentos 3-3

Los momentos en las barras, y dado que se trata de una celosía que resiste por axil, adquieren valores prácticamente nulos, por lo que no se ha considerado en el cálculo de las barras. En la imagen superior se observa como no se aprecia ningún momento significativo en las cerchas, cosa que sí ocurre en los pilares.

2.2.2.1.- Cercha E-O

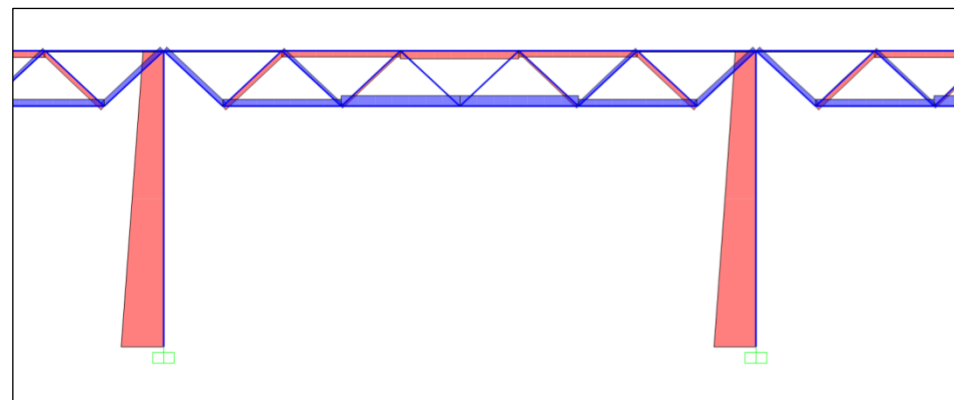


Imagen 2.2-p. Diagrama de esfuerzos axiales

Cordón superior (comprimido)

Perfil: T-IPE300

$$N=304 \text{ kN}$$

$$L=3,2 \text{ m}$$

$$I_z=3,018 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$$

$$A = 2,691 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$P_{crit} = \frac{\pi^2 \cdot 2,1 \cdot 301,8}{3,2^2} = 610,86 \text{ kN}$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{2691 \cdot 275}{610,86 \cdot 10^3}} = 1,1007$$

Al tratarse de una sección en T, de acuerdo con la EAE la curva de χ asociada es la c.

$$\lambda = 1,1007 \rightarrow \text{curva c} \rightarrow \chi = 0,4856$$

$$Aprovechamiento = \frac{304 \cdot 10^3}{0,4856 \cdot 2691 \cdot \frac{275}{1,05}} \approx 0,888$$

Cordón inferior (traccionado)

En este caso, el valor del mayor axil en el cordón traccionado de la celosía, es ligeramente inferior al correspondiente al cordón comprimido (303kN), por lo que no es necesaria la comprobación.

Diagonales

El valor del axil en las diagonales es prácticamente igual tanto para compresión como para tracción, por lo que se dimensionará para el mayor esfuerzo en valor absoluto, considerado como compresión, quedando así del lado de la seguridad.

Perfil: L60x60x8

$$N=137/2 \approx 140/2=70 \text{ kN}$$

$$L=2,2 \text{ m}$$

$$I_z=29,15 \cdot 10^{-8} \text{ m}^4$$

$$A = 9,03 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$P_{crit} = \frac{\pi^2 \cdot 2,1 \cdot 29,15}{2,2^2} = 124,8 \text{ kN}$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{903 \cdot 275}{124,8 \cdot 10^3}} = 1,41$$

Al tratarse de una sección en L, de acuerdo con la EAE la curva de χ asociada es la b.

$$\lambda = 1,41 \rightarrow \text{curva } b \rightarrow \chi = 0,3788$$

$$\text{Aprovechamiento} = \frac{70 \cdot 10^3}{0,3788 \cdot 903 \cdot \frac{275}{1,05}} \approx 0,781$$

$$\lambda = 1,13 \rightarrow \text{curva } c \rightarrow \chi = 0,471$$

$$\text{Aprovechamiento} = \frac{510 \cdot 10^3}{0,471 \cdot 5776 \cdot \frac{275}{1,05}} \approx 0,716$$

Cordón inferior (traccionado)

Perfil: T-IPE500

$$N=698 \text{ kN}$$

$$A = 5,776 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$\text{Aprovechamiento} = \frac{698 \cdot 10^3}{5776 \cdot \frac{275}{1,05}} \approx 0,4614$$

2.2.2.2.- Cercha N-S

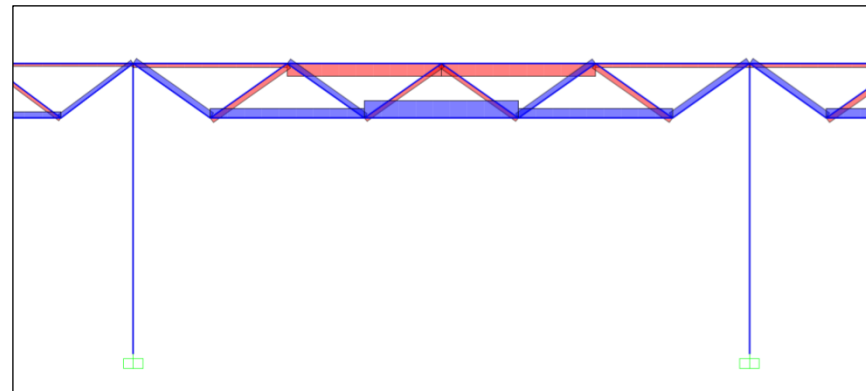


Imagen 2.2-q. Diagrama de esfuerzos axiales

Cordón superior (comprimido)

Perfil: T-IPE500

$$N=510 \text{ kN}$$

$$L=4,25 \text{ m}$$

$$I_z=1,071 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$A = 5,776 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$P_{crit} = \frac{\pi^2 \cdot 2,1 \cdot 1071}{4,25^2} = 1228,94 \text{ kN}$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{5776 \cdot 275}{1228,94 \cdot 10^3}} = 1,13$$

Diagonal

Perfil: L80x80x8

$$N=218/2=109 \text{ kN}$$

$$L=2,6 \text{ m}$$

$$I_z=72,25 \cdot 10^{-8} \text{ m}^4$$

$$A = 12,3 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$P_{crit} = \frac{\pi^2 \cdot 2,1 \cdot 72,25}{2,6^2} = 221,52 \text{ kN}$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{1230 \cdot 275}{221,52 \cdot 10^3}} = 1,24$$

$$\lambda = 1,24 \rightarrow \text{curva } b \rightarrow \chi = 0,4593$$

$$\text{Aprovechamiento} = \frac{109 \cdot 10^3}{0,4593 \cdot 1230 \cdot \frac{275}{1,05}} \approx 0,737$$

2.2.3.- Unión tipo diagonal-cordón

Para unir los elementos de las celosías, se ha optado por hacerlo mediante soldadura directa de los angulares que constituyen las diagonales al alma de los medios IPE. De esta forma, se consigue una unión muy limpia, sencilla, rápida y relativamente económica. Este proceso, sin

embargo, tiene como inconvenientes los errores inevitables en procesos artesanales, la necesidad de operarios altamente cualificados, la aparición de tensiones y deformaciones residuales y una inspección costosa.

El tipo de soldadura necesario en este caso será la soldadura en ángulo con cordones laterales (la forma más aconsejable de trabajar para una soldadura). Además, atendiendo a la continuidad del cordón, se ejecutará una soldadura continua.

Con el fin de que el acero sea soldado por los procedimientos habituales sin que aparezca fisuración en frío, el contenido en carbono equivalente máximo estará regulado y debe ser controlado en función del tipo de acero.

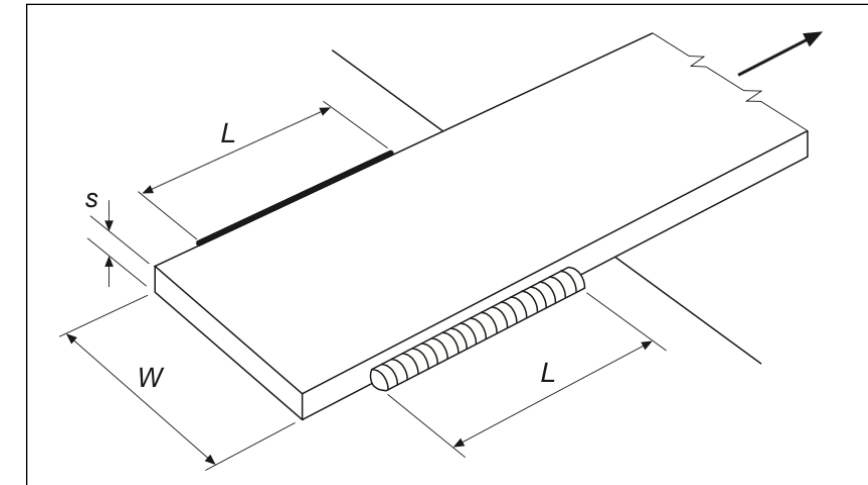


Imagen 2.2-r. Esquema soldadura. Fuente: EAE.

2.2.3.1.- Cercha N-S

Espesor de garganta

De acuerdo con lo dispuesto en la EAE, el espesor de garganta “a” de un cordón en ángulo no será superior a $0,7t_{\min}$, siendo t_{\min} el espesor de la pieza más delgada a unir. Además el espesor de garganta no debe ser inferior a 4,5 mm cuando se deposite sobre piezas de hasta 20 mm de espesor.

Con estas condiciones, y sabiendo que el espesor de los angulares es de 8 mm y del alma de un IPE 500 es de 10,2 mm, queda:

$$\left. \begin{array}{l} a > 4,5 \text{ mm (piezas de hasta 20mm de espesor)} \\ a < 0,7 \cdot \text{Min}(8\text{mm}, 10,2\text{mm}) = 5,6 \text{ mm} \end{array} \right\} a = 5\text{mm}$$

Longitud mínima de los cordones

En base de nuevo a lo dispuesto en la EAE, los cordones en ángulo laterales que transmitan esfuerzos axiales de barras, tendrán una longitud no inferior a quince veces su espesor de garganta ni inferior al ancho de la pieza a unir.

Queda, por tanto:

$$\left. \begin{array}{l} L > 15 \cdot 5\text{mm} = 75\text{mm} \\ L > 80\text{mm (ancho del angular)} \end{array} \right\} L > 8\text{cm}$$

Resistencia del cordón

Teniendo ya las dimensiones mínimas y máximas del cordón en base a la geometría de las piezas a unir, se procede a dimensionarlo por resistencia. Para ello, se ha obtenido el mayor esfuerzo axial en una diagonal de este tipo cercha para la combinación ELU más desfavorable. Este esfuerzo alcanza un máximo de 218kN. No obstante, en el software SAP2000 con el que se ha obtenido este valor, los dos angulares enfrentados que constituyen las diagonales se han considerado como una sola barra, con lo que cada uno de ellos debe resistir un axial de 109kN. Dado que el centro de gravedad de la sección de los angulares, y con él su directriz, no es equidistante a los dos cordones de soldadura, las fuerzas que deberán resistir cada uno de ellos no serán iguales. Para garantizar la estabilidad de la pieza evitando que se produzca un momento, las fuerzas en cada cordón quedan:

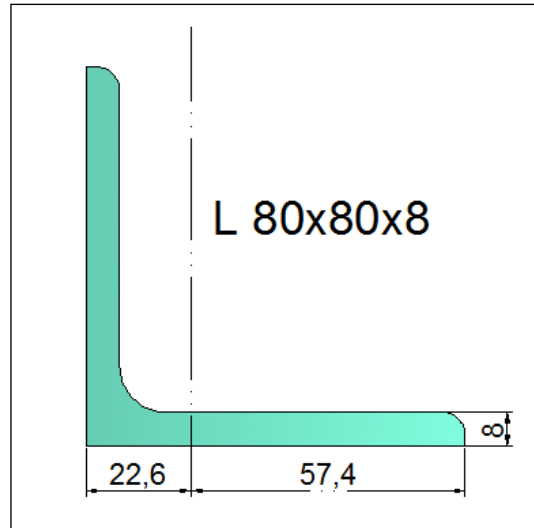


Imagen 2.2-s. Sección angular L80x80x8.

$$\begin{aligned} \sum M=0 &\rightarrow F_1 \cdot 23 = F_2 \cdot 57 \\ F_1 + F_2 &= 109 \end{aligned} \quad \left\{ \begin{array}{l} F_1 = 77,66 \text{ kN} \\ F_2 = 31,34 \text{ kN} \end{array} \right.$$

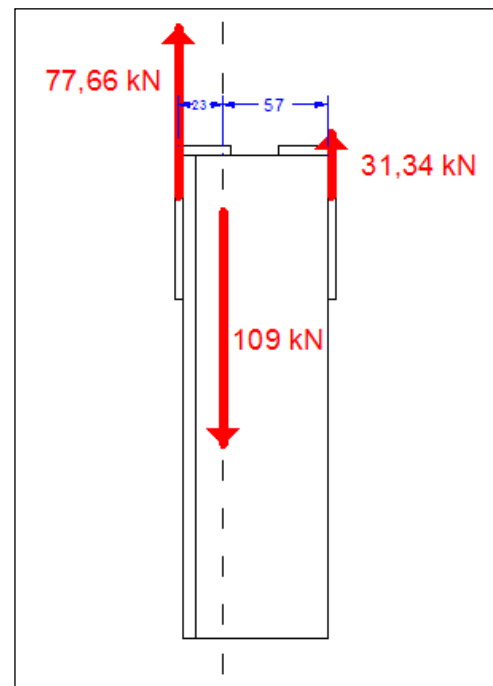


Imagen 2.2-t. Fuerzas en la unión.

A continuación, se comprueba que cada cordón resista la fuerza que se le ha calculado. Para ello, se estudia un tramo de cordón de soldadura de longitud lo suficientemente pequeña para poder suponer que en él las tensiones son uniformes. Se supone que las fuerzas transmitidas por dicho tramo de cordón, dan origen a las tensiones siguientes:

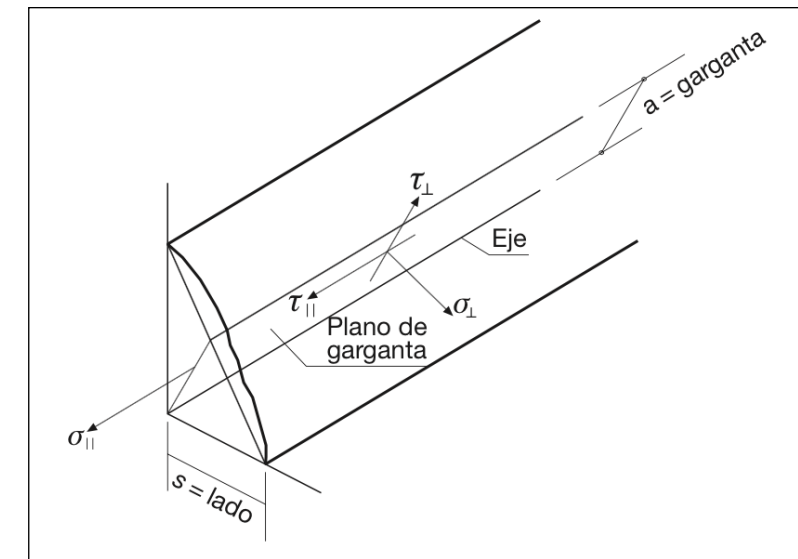


Imagen 2.2-u. Nomenclatura en cordón de soldadura. Fuente: EAE

La resistencia del cordón será suficiente, si se cumplen simultáneamente:

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\parallel}^2 + \tau_{\perp}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{M2}}$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0,9 \frac{f_u}{\gamma_{M2}}$$

Sin embargo, la EAE propone una fórmula simplificada que, de cumplirse, significa que las dos condiciones anteriores también son satisfechas:

$$\tau_w = \frac{F}{a L_w} \leq \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{M2} \sqrt{2 + \cos^2 \alpha}}$$

El valor de $\cos^2 \alpha$ tiene su máximo en 1, con lo que se está del lado de la seguridad si se considera:

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

Donde a es el espesor de garganta, L_w la longitud del cordón, F la fuerza a transmitir, f_u la resistencia a tracción del acero de las piezas a soldar y γ_{M2} el coeficiente de minoración de la resistencia ($\gamma_{M2}=1,25$). El valor de f_u (<40mm) se encuentra entre 430 y 580 N/mm². Se empleará para el cálculo el valor más desfavorable.

β_w es el factor de correlación, que depende del tipo de acero de las piezas a soldar. Queda recogido en la siguiente tabla para los aceros más usuales:

Coeficientes de correlación

Tipo de acero	Coefficiente de correlación, β_w
S 235	0,80
S 275	0,85
S 355	0,90
S 420	1,00
S 460	1,00

Tabla 2.2-I. Coeficientes de correlación en función del tipo de acero. Fuente: EAE

Comprobamos si el cordón más solicitado, resiste con la longitud mínima que le permite la Norma, 8 cm:

$$\frac{77,66}{0,005 \cdot 0,08} = 194.150 \leq \frac{430.000}{0,85 \cdot 1,25 \cdot \sqrt{3}} = 233.657,05$$

Luego son suficientes las dimensiones propuestas.

Dado que el cordón con mayor fuerza a transmitir ha tenido suficiente con la longitud mínima, el segundo cordón lo hará aún con más razón. Los dos cordones tendrán por tanto:

Longitud del cordón = 8 cm
Espesor de garganta = 5 mm

Por último, los cordones en ángulo no deben terminar en las esquinas de las piezas, sino que deben prolongarse alrededor de la esquina, siempre que la prolongación pueda hacerse en el plano del cordón (como es este caso), en una longitud al menos igual a tres veces la garganta a del cordón.

2.2.3.2.- Cercha este-oeste

Procediendo del mismo modo que para la cercha anterior, y evitando las explicaciones ya descritas, se tiene:

Espesor de garganta

$a > 3$ mm (piezas de hasta 10mm de espesor)

$a < 0,7 \cdot \text{Min}(8\text{mm}, 7,1\text{mm}) = 4,97$ mm

$a = 4\text{mm}$

Con esas dos limitaciones, y dando valores enteros en milímetros, solo queda como posible espesor de garganta 4 mm.

Longitud mínima de los cordones

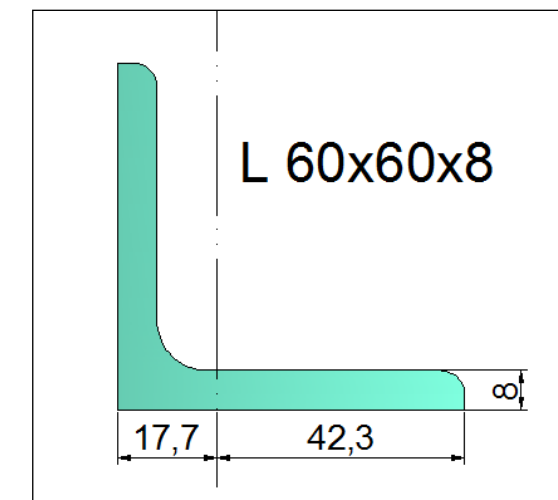
$L > 15 \cdot 4\text{mm} = 60\text{mm}$

$L > 60\text{mm}$ (ancho del angular)

$L > 6\text{cm}$

Resistencia del cordón

Con un axil en este caso de 69 kN para cada angular, y planteando el mismo sistema que en la cercha del apartado anterior:


Imagen 2.2-v. Sección angular L60x60x8

$$\sum M = 0 \rightarrow F_1 \cdot 18 = F_2 \cdot 42$$

$$F_1 + F_2 = 69$$

$$F_1 = 48,3 \text{ kN}$$

$$F_2 = 20,7 \text{ kN}$$

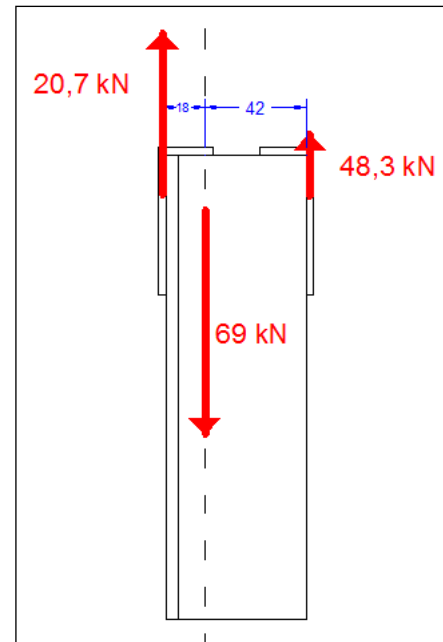


Imagen 2.2-w. Fuerzas en la unión.

Comprobando el cordón más solicitado:

$$\frac{48,3}{0,004 \cdot 0,06} = 201.250 \leq \frac{430.000}{0,85 \cdot 1,25 \cdot \sqrt{3}} = 233.657,05$$

Cumple, luego el cordón opuesto también tendrá suficiente con la longitud mínima.

Longitud del cordón = 6 cm

Espesor de garganta = 4 mm

2.2.4.- Apoyo cercha-cercha

Al diseñar como se va a realizar la unión que permita la transmisión de cargas de las cerchas de dirección Este-Oeste a las perpendiculares a ellas, se han estudiado varias posibilidades. Finalmente, se ha llegado a que lo más conveniente era apoyar directamente el ala del cordón superior (previamente desprovisto de su alma en el tramo final) al ala de la cercha que recibe las fuerzas, soldando ambas para materializar la fijación. Sin embargo, esta solución presenta un inconveniente. Como se representa en la figura, existe una pequeña zona en la que la transmisión del cortante puede resultar problemática, dada la reducida sección en ese tramo.

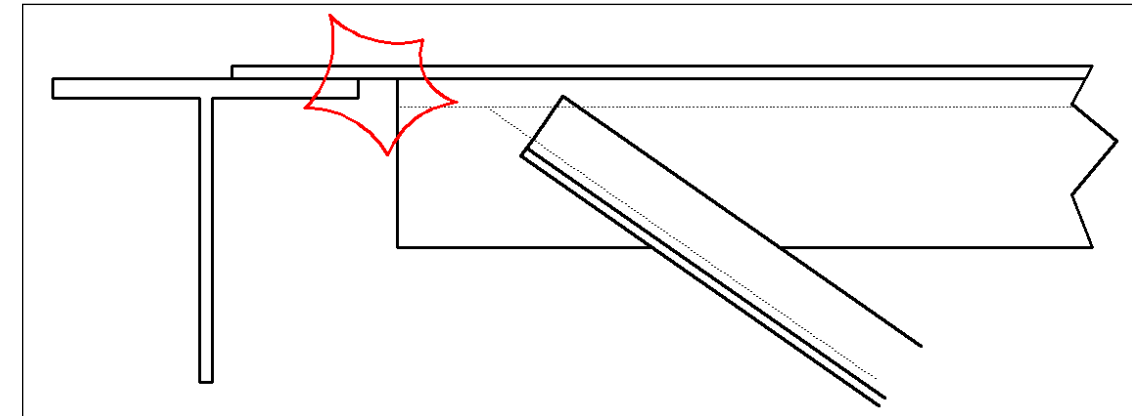


Imagen 2.2-x. Zona susceptible de problemas por cortante.

Para resolver este problema, y aunque existen varias soluciones posibles, se ha optado por soldar, por medio de una cartela sobre el perfil mayor, dos angulares a ambos lados del alma del medio IPE300. De este modo, y por medio de compresión en estas nuevas barras, se consigue aliviar casi por completo el mencionado cortante en la zona superior, quedando solucionado el problema.

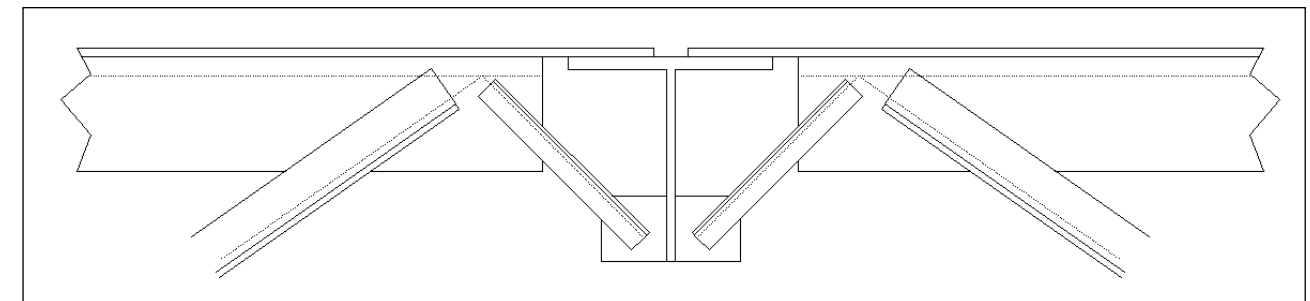


Imagen 2.2-y. Solución propuesta al problema del cortante.

Para el dimensionamiento de estas barras auxiliares, se ha planteado la ecuación vectorial $A+B=C$, que representa que la suma de las fuerzas transmitidas tanto por la barra auxiliar como por el ala del IPE, deben ser iguales a la fuerza vertical que recibe el perfil transversal. Estas tres componentes quedan plasmadas en el dibujo siguiente:

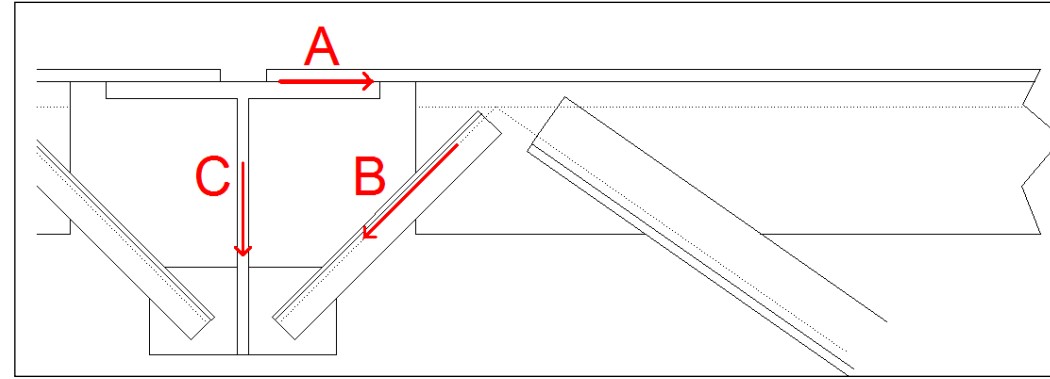


Imagen 2.2-z. Esquema de fuerzas en la unión.

El esfuerzo vertical que transmite una cercha a cada una de las que les sirve de apoyo, es de 118,155kN, considerando todas las fuerzas actuando simultáneamente con la peor combinación ELU.

De este modo, queda que el esfuerzo que recibirán los angulares será:

$$\frac{118,155kN}{\text{sen}45} = 167,1kN$$

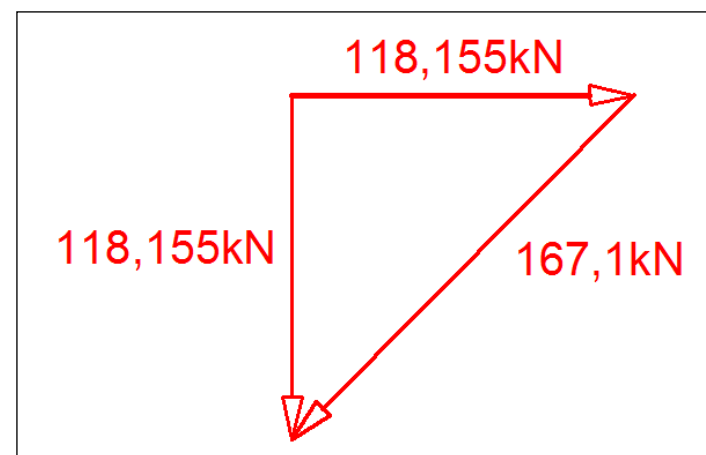


Imagen 2.2-Descomposición del axil de la diagonal.

Al haber dos angulares, uno a cada lado de la cartela, queda que cada uno recibe un máximo de 83,55 kN, por lo que el área de la sección deberá ser:

$$\frac{83,55 \cdot 10^3}{\frac{275}{1,05}} = 319,01mm^2 \leq A$$

No se ha considerado la posibilidad de pandeo por ser la longitud de la parte de la barra no soldada de una longitud muy pequeña ($\approx 10\text{cm}$).

El primer perfil de la serie L que cumple con el área requerida, es el **L40x40x5**, que será el seleccionado.

2.2.5.- Apoyo cercha-pilar

El apoyo de las cerchas sobre los pilares, se ha diseñado de forma muy similar a como se ha hecho en el apartado anterior (cercha sobre cercha). Al último tramo del cordón superior le es retirada el alma, apoyando el ala sobre una placa metálica en la cabeza del pilar. Sin embargo, al igual que ocurría en el caso descrito, esta sección con solo ala de IPE, puede dar problemas en la transmisión de cortante.

La solución propuesta, con el mismo concepto que en el caso anterior, consiste en colocar un casquete metálico de acero corten sobre la cabeza del pilar, al que se sueldan unas cartelas en todas las direcciones en que se recibe una barra. A cada lado de estas cartelas se une, mediante soldadura, un angular que ayuda a eliminar el problemático cortante convirtiéndolo en un axil sobre los angulares.

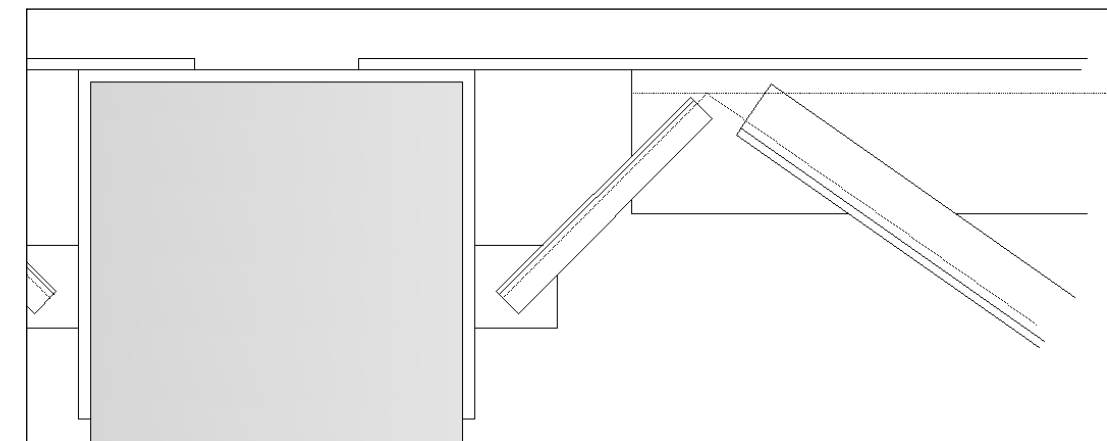


Imagen 2.2-aa. Conexión cercha-pilar

Para el caso del apoyo de las cerchas de dirección Este-Oeste, el dimensionamiento es el mismo que en la unión entre cerchas, por lo que el perfil necesario para estas barras auxiliares será un L 40x40x5 a cada lado de la cartela.

En el apoyo de las cerchas Norte-Sur, dimensionando como se ha descrito, se tiene:

$$\text{Fuerza vertical transmitida} = 182,55 \text{ kN}$$

$$\text{Axil sobre las barras auxiliares} = 182,55/\text{sen}(45) = 258 \text{ kN}$$

Al disponer dos angulares enfrentados, cada uno deberá ser capaz de resistir un axil de 129 kN. El área de cada uno de ellos, tendrá que cumplir:

$$\frac{129 \cdot 10^3}{\frac{275}{1,05}} = 492,86 \text{ mm}^2 \leq A$$

El perfil a escoger será, por tanto, **L55x55x5**.

3.- Almacén

3.1.- Placa alveolar

El primer paso en el dimensionamiento del almacén, es la elección de un modelo de placa alveolar que se adecue a las condiciones de luz y carga. Para ello, se ha elegido la casa de prefabricados Pacadar, aunque sería válida cualquiera que disponga de este tipo de productos.

De la gráfica que esta empresa proporciona, se ha concluido que el modelo que mejor se adapta a nuestras necesidades, es la placa de 1,20 metros de ancho y 40 centímetros de espesor, con 5 alveolos y 5 centímetros de capa de compresión.

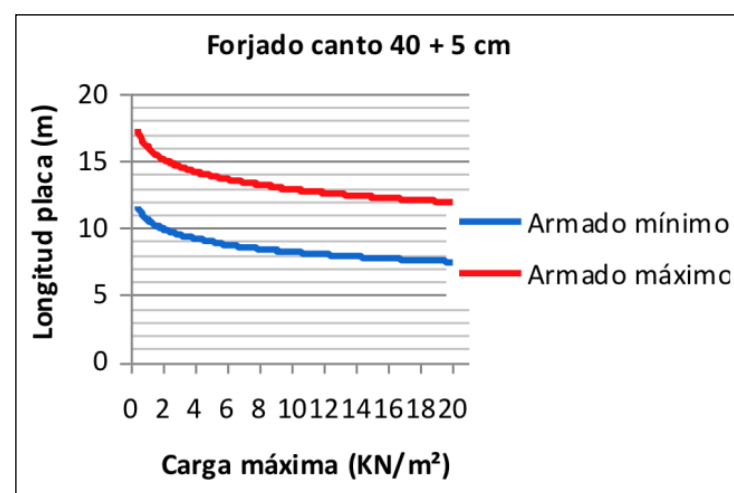


Imagen 3.1-a. Diagrama longitud-carga máxima de placa alveolar de 40+5 cm.

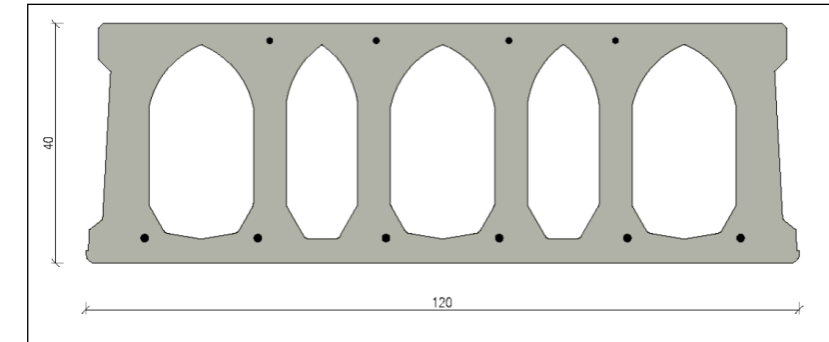


Imagen 3.1-b. Sección de la placa alveolar.

3.2.- Viga metálica

Una vez conocido el modelo de placa alveolar, y con ello las cargas que éstas transmiten, se está en disposición de dimensionar la viga metálica que le servirá de soporte.

Se probará primero con un perfil tradicional y, en caso de no ser suficiente para este caso, se optará por una viga alveolada basada en un IPE cortado.

Se introduce a SAP2000 un modelo con las placas alveolares mencionadas y un IPE600 como primera estimación. Los pilares se han elegido de hormigón prefabricado y una sección de 60x60cm.

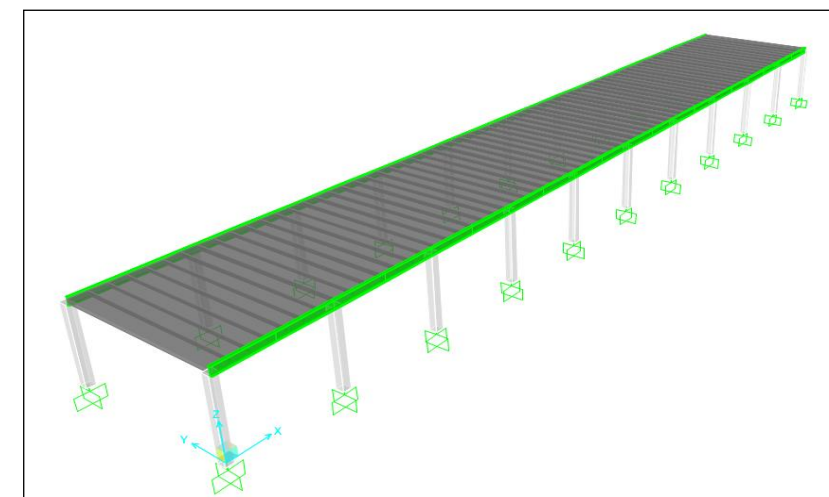


Imagen 3.2-a. Modelo de la zona de almacenes.

Tras introducir las combinaciones de acciones pertinentes y ejecutar el modelo, se extrae el diagrama de momentos para el caso de carga más desfavorable. Al haberse introducido como articuladas en sus apoyos tanto las placas sobre las vigas como éstas sobre los pilares, el axil es nulo en la teoría (con un cálculo lineal), y despreciable en la práctica.

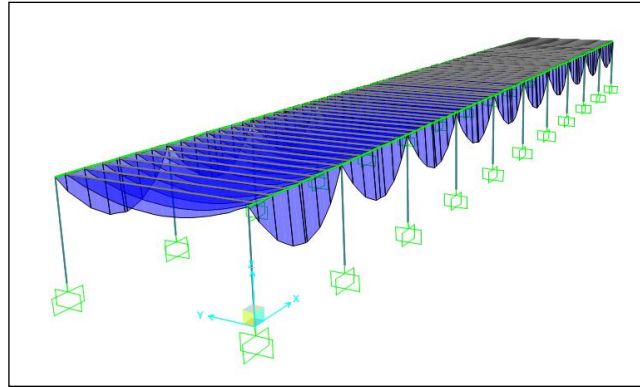


Imagen 3.2-b. Diagrama de momentos sobre el almacén. 3D.

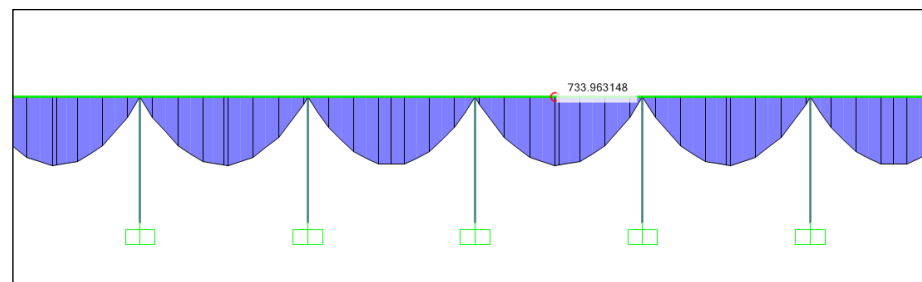


Imagen 3.2-c. Diagrama de momentos sobre el almacén. 2D.

$$\frac{733,97 \cdot 10^6}{3,512 \cdot 10^6 \cdot \frac{275}{1,05}} \approx 0,798 \leq 1$$

Para terminar de verificar que la selección de la viga es la correcta, falta por ver que la flecha no excede el valor mínimo $L/300=8/300=0,0266\text{m}$.

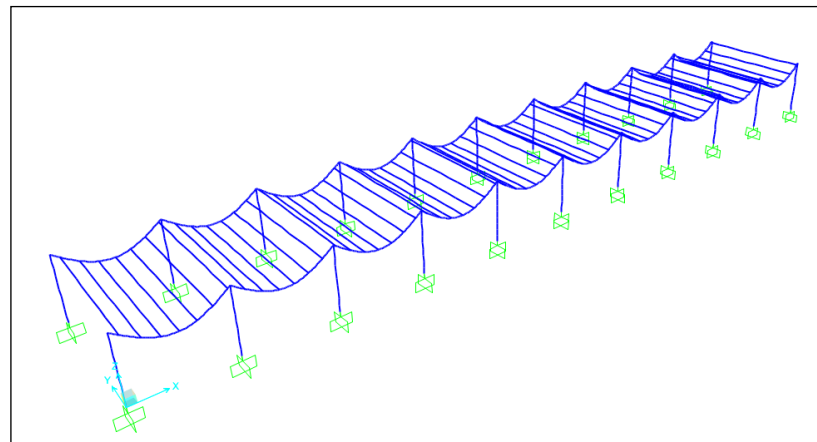


Imagen 3.2-d. Deformada del almacén. 3D

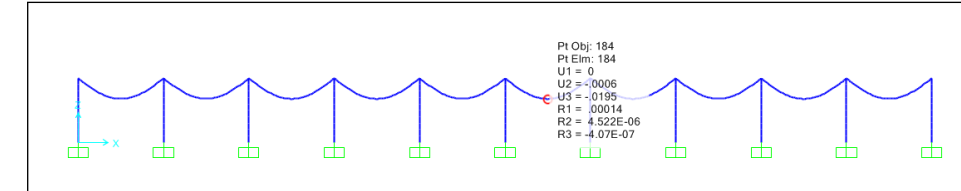


Imagen 3.2-e. Deformada del almacén. 2D

Para la combinación ELS más desfavorable, el valor mayor valor de la flecha se alcanza en el centro de vano de las vigas más centrales. Este valor es de 0,0195m, inferior al límite mencionado, por lo que se cumple con esta condición, quedando dimensionada la viga.

Por último, se añaden dos imágenes que confirman que el axil tanto sobre las placas alveolares como de las vigas IPE600, son nulos.

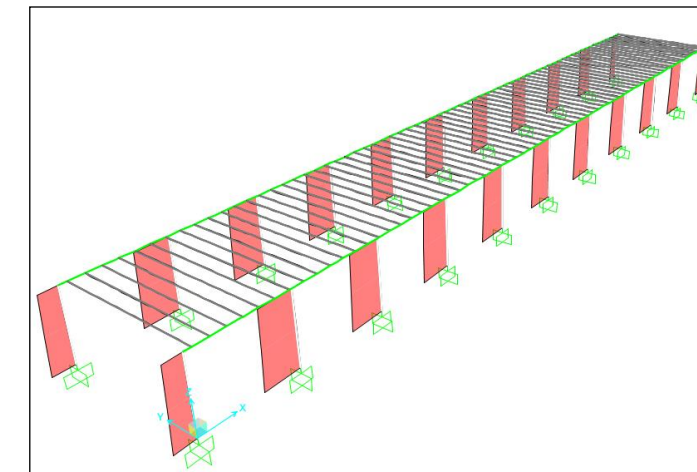


Imagen 3.2-f. Axiles sobre el almacén. 3D.

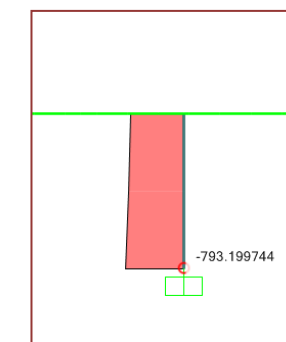


Imagen 3.2-g. Axiles sobre el almacén: detalle de pilar.

3.3.- Armado de los pilares

3.3.1.- Obtención de esfuerzos

Los soportes que dan verticalidad a la estructura, y como ya se ha comentado en apartados previos, se han propuesto de hormigón prefabricado. Por este motivo, el cálculo del armado es habitualmente realizado directamente por la casa de prefabricados. Sin embargo, y al tratarse de un trabajo académico, se ha decidido calcular cual sería la armadura necesaria para los esfuerzos del edificio.

Para el cálculo del armado del pilar y la comprobación de la resistencia del mismo, se han empleado los esfuerzos obtenidos en el modelo introducido en SAP2000. Sin embargo, el programa considera las cargas que transmiten las cerchas sobre los pilares perfectamente alineadas con el centro de gravedad de la sección de éste. Éste no es el caso que nos ocupa, pues al tener que apoyar cuatro barras en la cabeza del pilar, el apoyo de éstas queda desplazado hacia el exterior. Por este motivo, estos esfuerzos tendrán que ser necesariamente mayorados, de acuerdo con esta excentricidad.

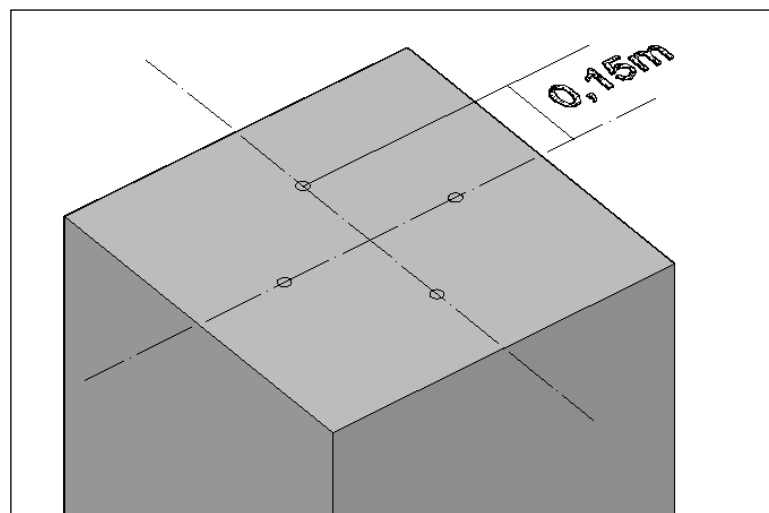


Imagen 3.3-a. Punto de apoyo estimado de las cerchas sobre el pilar.

El método seguido, consiste en obtener, en primer lugar, los pilares que se encuentran sometidos a mayores esfuerzos para el caso de carga más desfavorable. Por un lado, el máximo axil se dará en el pilar número 26 (o 25 por simetría). Sin embargo, en lugar de este

se estimará el pilar 31 (ó 32), pues dándose en él un axil muy similar, el momento es notablemente superior. Por otro lado, el máximo momento de eje este-oeste, se dará en el pilar número 37 (ó 38). En estos dos soportes, se calculan también los esfuerzos concomitantes. El momento de eje en la dirección norte-sur, es menos desfavorable que el ya mencionado, por la forma en que el viento actúa sobre la estructura.

Para ese caso de carga, la fuerza vertical que es transmitida por cada cercha al pilar, puede calcularse hallando la componente vertical del axil de la diagonal más cercana al soporte.

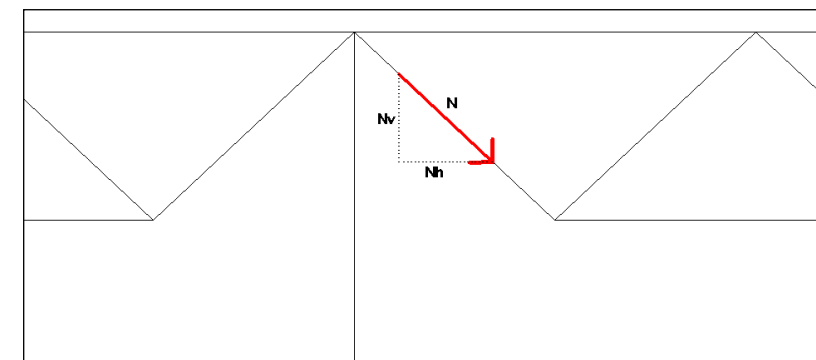


Imagen 3.3-b. Descomposición del axil en la diagonal.

Una vez conocidos los esfuerzos proporcionados por el software en el pilar, y los axiles de cada cercha sobre el mismo, los primeros ya pueden ser mayorados teniendo en cuenta los segundos.

Siguiendo el proceso comentado, las cargas verticales transmitidas a la cabeza del pilar intermedio sometido a mayor axil, son:

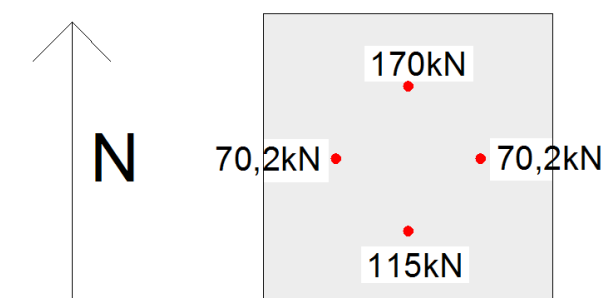


Imagen 3.3-c.

Según la EHE-08, en soportes, toda sección sometida a una sollicitación normal exterior de compresión debe ser capaz de resistir dicha compresión con una excentricidad mínima,

debida a la incertidumbre en la posición del punto de aplicación del esfuerzo normal, igual al mayor de los valores:

$$h/20 \text{ y } 2\text{cm}$$

Esta excentricidad debe ser contada a partir del centro de gravedad de la sección bruta y en la dirección más desfavorable de las direcciones principales y sólo en una de ellas.

Aplicándolo a este caso, queda:

$$\text{Excentricidad mínima} = \max(h/20; 2\text{cm}) = \max(3\text{cm}, 2\text{cm}) = 3\text{cm}$$

Los esfuerzos que se habían obtenido en el análisis con cargas centradas de SAP2000, eran:

$$M_2 = 143 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_3 = 10 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$N = 750 \text{ kN}$$

Aplicando la excentricidad máxima entre la resultante y la mínima que exige la norma, queda:

$$M_2 = 143 + (170 - 115) \cdot 0,15 = 151,3 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_3 = 10 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

En el caso del máximo momento, éste se obtiene en los pilares de la fachada, porque a la actuación directa del viento sobre ellos, se une la asimetría en cuanto a recepción de vigas.

Procediendo análogamente a las líneas anteriores, queda:

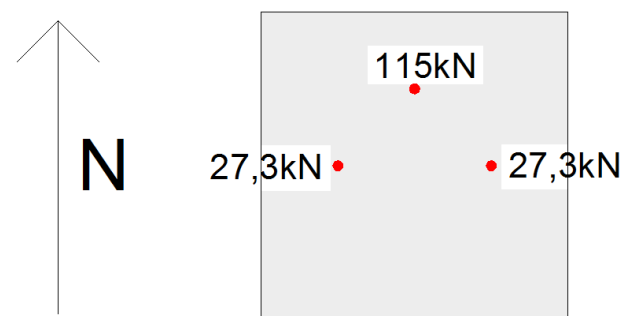


Imagen 3.3-d.

Los esfuerzos sin mayorar son:

$$M_2 = 248 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_3 = 6 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$N = 469 \text{ kN}$$

Que aplicando la excentricidad explicada:

$$M_2 = 248 + 115 \cdot 0,15 = 265,25 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_3 = 6 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Actuando del mismo modo en los pilares del almacén, se obtiene que el momento y el axil máximo, se obtienen en un mismo soporte. Éste es el número 16' (ó 18'), pilar central de la fachada trasera del edificio.

En este pilar, los esfuerzos que se han obtenido son:

$$M_2 = 45 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_3 = 0 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$N = 791 \text{ kN}$$

En este caso la excentricidad aplicable es la mínima, por estar las cargas que transmiten las vigas equilibradas a ambos lados del pilar.

$$M_2 = 45 + 791 \cdot 0,03 = 68,73 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

3.3.2.- Simplificación de la flexión esviada.

Los esfuerzos para el cálculo de la armadura obtenidos en el apartado anterior, pueden ser simplificados de acuerdo con el anejo 7 de la EHE-08. En este, se recoge el método para asimilar flexión en dos ejes por una de uno solo mayorada.

Siguiendo este método, y para los dos pilares estudiados, queda:

3.3.2.1.- Pilar intermedio:

$$v = \frac{N_d}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{750 \cdot 10^3}{600 \cdot 600 \cdot \frac{35}{1,5}} = 0,09 \rightarrow \beta = 0,6$$

$$e'_y = e_y + \beta \cdot e_x \cdot \frac{h}{b}$$

$$M'_1 = M_1 + 0,6 \cdot M_2 = 151,3 + 0,6 \cdot 10 = 157,3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

3.3.2.2.- Pilar en fachada delantera:

$$v = \frac{N_d}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{469 \cdot 10^3}{600 \cdot 600 \cdot \frac{35}{1,5}} = 0,04 \rightarrow \beta = 0,55$$

$$M'_1 = M_1 + 0,55 \cdot M_2 = 265,25 + 0,55 \cdot 6 = 268,3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

3.3.2.3.- Pilar en el almacén

En este caso, la flexión solo tiene una componente, por lo que no será necesario aplicar ninguna simplificación adicional para el cálculo.

RESUMEN

Pilar N_{máx}:
N=750 kN
M=157,3 kN*m
Pilar M_{máx}:
N=469 kN
M=268,3 kN*m
Pilar Almacén:
N=791 kN
M= 68,73 kN*m

3.3.3.- Cálculo de la armadura

En lo que al cálculo de la armadura se refiere, solo se ha propuesto un valor para las longitudinales, pues las armaduras de cortante deben ser calculadas por la casa prefabricadora para tener en cuenta, además de los esfuerzos en servicio, los que cada elemento debe soportar en su transporte y manipulación en la planta y hasta la obra. Esta armadura de cortante se supondrá para la consideración del recubrimiento de la armadura longitudinal.

Para llevar a cabo el dimensionado del armado, se ha implementado una hoja de cálculo que proporciona los valores mínimos según la norma y los necesarios para resistir. Además, se han introducido, a modo de comprobación, la sección y los esfuerzos en el software calcflex, verificando que los resultados obtenidos eran los mismos.

N _{ed}	750 kN
Med	157.3 kNm
Ambiente	XS1
f _{ck}	35 MPa
f _{yk}	500 MPa
Canto (h)	600 mm
Ancho (b)	600 mm

Tabla 3.3-I. Datos de partida. Pilar intermedio.

Los recubrimientos obtenidos, son:

Δc _{dev}	10mm
C _{min}	25mm
C _{nom}	55mm
C _{mec}	67,5mm

Tabla 3.3-II. Recubrimientos.

La zona de dimensionamiento en el diagrama Axil-Momento es la C (en todos los casos), obteniéndose el valor nulo al calcular la armadura necesaria tanto de compresión como de tracción con este criterio.

Armadura de Tracción (As)	0 m ²
Armadura de Compresión (As')	0m ²

Tabla 3.3-III. Armadura necesaria por resistencia. Pilar intermedio

Habiéndose comprobado la armadura mínima por los criterios de: armadura mínima de tracción para evitar la rotura frágil, armadura longitudinal mínima de tracción y compresión (geométrica) y armadura mínima de tracción para control de la fisuración, se obtiene el último como valor más desfavorable:

As,min	0,000913m ²
--------	------------------------

Tabla 3.3-IV. Armadura mínima. Pilar intermedio.

Como la sección debe tener armadura simétrica en las cuatro caras para que sea válido el método de simplificación de la flexión esviada empleado, se dispondrá en todas las caras la mínima armadura a tracción (más desfavorable que su homóloga en compresión).

Nº redondos	φ (mm)	As (m2)
2	25	0,000981

Tabla 3.3-V. Reparto de la armadura. Pilar intermedio.

Si el dimensionamiento se realiza con el programa Calcflex, el resultado obtenido es el siguiente:

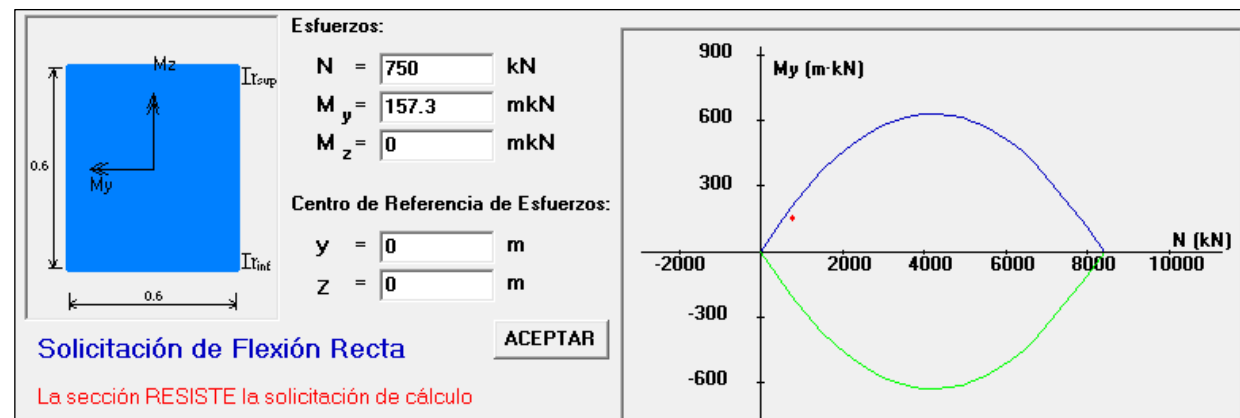


Imagen 3.3-e. Captura del resultado de Calcflex. Pilar intermedio.

Esto significa que, como se había previsto, la armadura a disponer dependerá de mínimos. Actuando del mismo modo para los dos pilares restantes, queda:

Ned	469 kN
Med	268.3 kN*m
Ambiente	XS1
fck	35 MPa
fyk	500 MPa
Canto (h)	600 mm
Ancho (b)	600 mm

Tabla 3.3-VI. Datos de partida. Pilar de fachada.

Los recubrimientos son los mismos en todos los casos, al tener la misma sección bruta y haberse empleado el mismo diámetro de barras.

Armadura de Tracción (As)	0,0006337 m ²
Armadura de Compresión (As')	0m ²

Tabla 3.3-VII. Armadura necesaria por resistencia. Pilar de fachada.

As,min	0,000913m2
--------	------------

Tabla 3.3-VIII. Armadura mínima. Pilar de fachada.

Nº redondos	φ (mm)	As (m2)
2	25	0,000981

Tabla 3.3-IX. Reparto de la armadura. Pilar de fachada.

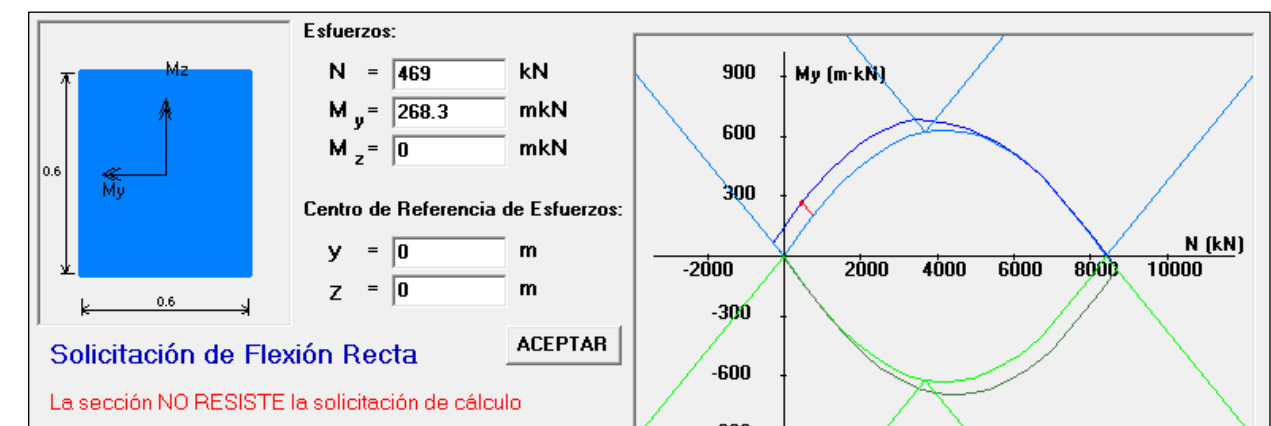


Imagen 3.3-f. Captura del resultado de Calcflex. Pilar de fachada.

En el caso del pilar de fachada, la sección sí necesita armadura para resistir las solicitaciones expuestas. Como se observa, la propuesta por el software (imagen siguiente) es idéntica a la obtenida con la hoja de cálculo.

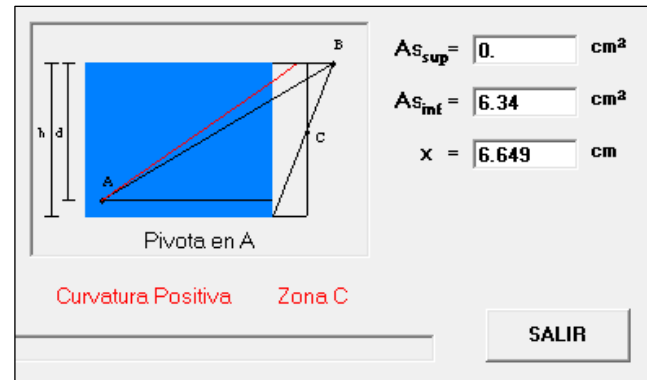


Imagen 3.3-g. Captura del resultado de Calcflex. Pilar de fachada.

Por último, para el pilar del almacén:

N_{ed}	791 kN
M_{ed}	68,73 kN*m
Ambiente	XS1
f_{ck}	35 MPa
f_{yk}	500 MPa
Canto (h)	600 mm
Ancho (b)	600 mm

Tabla 3.3-X.Datos de partida. Pilar del almacén.

Armadura de Tracción (A_s)	0,0006337 m ²
Armadura de Compresión (A_s')	0m ²

Tabla 3.3-XI. Armadura necesaria por resistencia. Pilar del almacén

$A_{s,min}$	0,000913m ²
-------------	------------------------

Tabla 3.3-XII. Armadura mínima. Pilar del almacén.

Nº redondos	φ (mm)	A_s (m ²)
-------------	----------------	-------------------------

2	25	0,000981
---	----	----------

Tabla 3.3-XIII. Reparto de la armadura. Pilar del almacén.

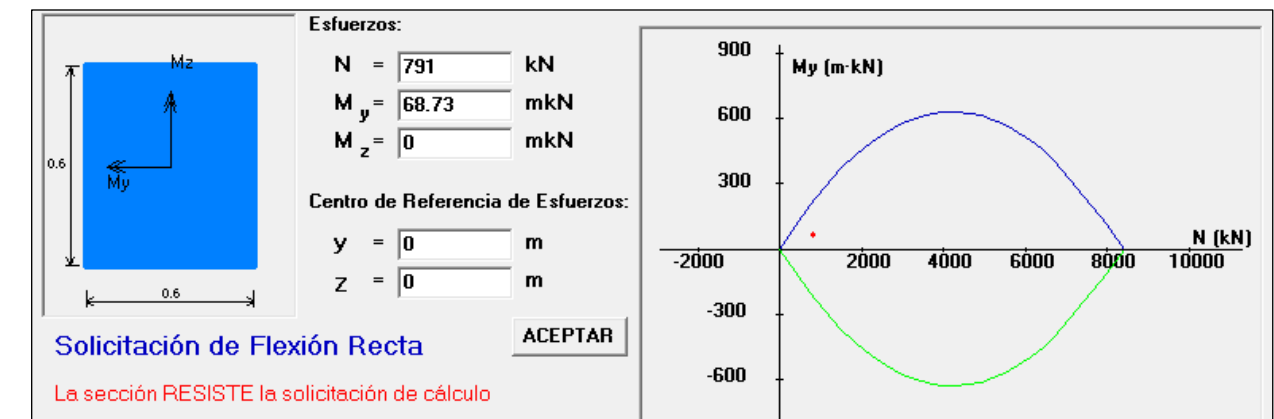


Imagen 3.3-h.Captura del resultado de Calcflex. Pilar del almacén.

Para acabar, y dado que en todos los pilares el armado se ha obtenido por mínimos (se tendrá el mismo armado en todos los pilares del hipermercado), se adjunta un dibujo de una sección del pilar tipo de la estructura.

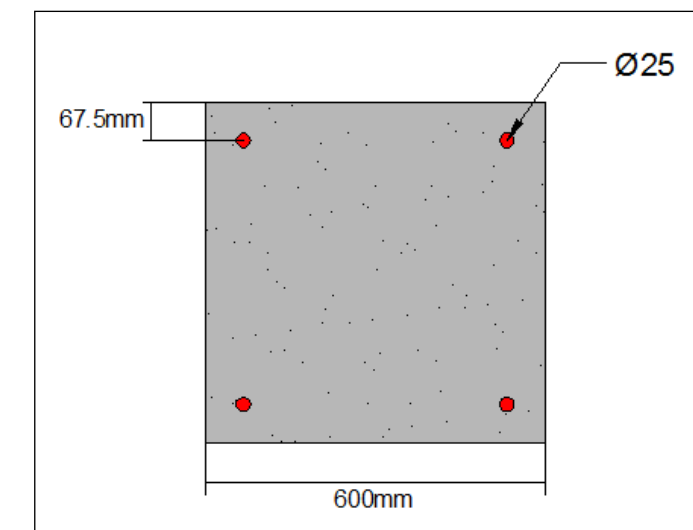


Imagen 3.3-i. Distribución final del armado.