



## Trabajo Fin de Grado

# **Análisis estructural de la cubierta de un centro comercial**

## MEMORIA

Autor:

**Adrián Fleta Melero**

Director:

**José David Bel Cacho**

Escuela de Ingeniería y Arquitectura (EINA)  
Área de Mecánica de Medios Continuos y Teoría de Estructuras  
Grado Ingeniería Mecánica

Zaragoza, 2015



DECLARACIÓN DE  
AUTORÍA Y ORIGINALIDAD

(Este documento debe acompañar al Trabajo Fin de Grado (TFG)/Trabajo Fin de Máster (TFM) cuando sea depositado para su evaluación).

D./Dª. ADRIÁN FLETA MELERO

con nº de DNI 73027751-Z en aplicación de lo dispuesto en el art.

14 (Derechos de autor) del Acuerdo de 11 de septiembre de 2014, del Consejo de Gobierno, por el que se aprueba el Reglamento de los TFG y TFM de la Universidad de Zaragoza,

Declaro que el presente Trabajo de Fin de (Grado/Máster) GRADO, (Título del Trabajo) ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LA CUBIERTA DE UN CENTRO COMERCIAL

es de mi autoría y es original, no habiéndose utilizado fuente sin ser citada debidamente.

Zaragoza, 22 de Septiembre de 2015



Fdo: \_\_\_\_\_



## RESUMEN

El presente trabajo de fin de grado (TFG) “Análisis estructural de la cubierta de un centro comercial”, es meramente académico y fruto de un largo periodo de trabajo a lo largo de todo el curso académico, en colaboración con el Área de Ingeniería Mecánica de Medios Continuos y Teoría de Estructuras de la EINA, y bajo la dirección de D. José David Bel Cacho.

El objeto principal del proyecto es analizar la estructura del centro comercial “Le Paquebot” en Saint Nazaire (Francia). Pero no la estructura en su totalidad, si no más concretamente la estructura metálica que sustenta la cubierta de los edificios que conforman el centro, y la estructura tridimensional que une ambos edificios que componen el centro, dando cohesión al enclave y a su vez sustentando dos grandes pasarelas que unen ambos edificios.

Para la realización del trabajo, en una primera etapa se indaga sobre la información disponible a cerca del centro “Le Paquebot” en cuanto a historia, características técnicas, dimensiones y materiales.

En un segundo paso se implementan modelos de cálculo que nos permitan estudiar toda la estructura del modo más preciso y exacto posible, y se realizan unas simulaciones para el cálculo de los esfuerzos que resistirán los elementos de la estructura, producidos por las distintas acciones pertinentes que actúan sobre dicha estructura. Con el fin de analizar las tensiones y deformaciones a las que estará sometida la estructura objeto de proyecto.

Para la realización del modelo y el posterior cálculo de la estructura se utiliza el programa “CESPLA” y “CESTRI”. Ambos son programas docentes para el cálculo de estructuras mediante el método matricial, que es más que suficientemente exacto para este tipo de estructura.

Para el cálculo de las acciones se recurren a los “Eurocódigos”, debido a que son la norma a aplicar a la hora de proyectar e implantar estructuras dentro de la Unión Europea y fuera del nivel nacional.

## ÍNDICE DE LA MEMORIA

1	INTRODUCCIÓN .....	8
1.1	MOTIVACIÓN Y OBJETO DEL PROYECTO .....	8
1.2	METODOLOGÍA.....	8
1.3	PROBLEMAS ABORDADOS .....	8
1.4	DESARROLLO DEL PROYECTO .....	9
2	EL CENTRO COMERCIAL .....	9
2.1	UBICACIÓN .....	9
2.2	ANTECEDENTES .....	9
2.3	DESCRIPCIÓN DEL CENTRO COMERCIAL “LE PAQUEBOT”.....	10
3	MODELOS REALIZADOS PARA ANALIZAR LA ESTRUCTURA.....	13
3.1	MODELOS DE CÁLCULO.....	14
3.2	PÓRTICO INTERMEDIO DE LOS EDIFICIOS (2D).....	15
3.3	ESTRUCTURA PARA SUSTENTAR LAS PASARELAS CENTRALES (3D) .....	17
4	CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURA .....	19
4.1	MATERIALES.....	19
4.1.1	ACERO .....	19
4.1.2	HORMIGÓN ARMADO .....	20
4.2	SECCIONES DE LAS BARRAS .....	20
4.2.1	COLUMNAS .....	20
4.2.2	PERFILES TUBULARES DE LAS CERCHAS.....	20
4.2.3	VIGAS IPE DE LAS PASARELAS .....	22
4.2.4	CLASIFICACIÓN DE LAS SECCIONES TRANSVERSALES.....	23
4.2.5	TENSIONES EN BARRAS (PUNTOS DE CÁLCULO) .....	27
4.2.6	EFFECTOS DE SEGUNDO ORDEN .....	28
5	ACCIONES CONSIDERADAS SOBRE LA ESTRUCTURA.....	29
5.1	NORMATIVA APLICABLE.....	29
5.2	SOBRECARGA DE USO (SCU) .....	29
5.3	SOBRECARGA DE NIEVE .....	30
5.4	ACCIÓN DEL VIENTO .....	31
5.5	COMBINACIONES DE ACCIONES .....	33
6	CALCULOS REALIZADOS .....	36
7	ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS Y CONCLUSIONES .....	36
7.1	CONCLUSIONES RELATIVAS AL MODELO DE LOS PÓRTICOS INTERMEDIOS DE LOS EDIFICIOS .....	37

7.2 CONCLUSIONES RELATIVAS AL MODELO DE LA ESTRUCTURA DE SOPORTE DE LAS PASARELAS .....	41
8 BIBLIOGRAFÍA .....	55

# 1 INTRODUCCIÓN

## 1.1 MOTIVACIÓN Y OBJETO DEL PROYECTO

El presente proyecto tiene por objeto la realización de los cálculos, mediante cálculo matricial, de la estructura de la cubierta de un centro comercial para su posterior análisis estructural. Éste concretamente va destinado al estudio de la estructura para la cubierta del centro comercial “Le Paquebot”, de Saint Nazaire (Francia).

Este proyecto es fundamentalmente un ejercicio académico para el Trabajo de Fin de Grado (TFG) de Grado de Ingeniería Mecánica. Pretende demostrar algunos de los conocimientos adquiridos a lo largo del grado en cuanto a cálculos y análisis, procedimientos, formalidades y normalizaciones a la hora de realizar proyectos de este tipo de cara al futuro.

## 1.2 METODOLOGÍA

El enfoque del presente proyecto es realizar varios modelos de estudio de la estructura principal para la cubierta del centro comercial, a partir de la documentación disponible sobre el edificio. Se le aplicarán las cargas establecidas por la normativa pertinente, concretamente los Eurocódigos, y se determinarán las tensiones y desplazamientos máximos que se producen en los distintos modelos para cada caso de cargas a estudiar.

La modelización, cálculos y el correspondiente postproceso se realizarán con los programas de cálculo de estructuras CESPLA, para los modelos 2D, y CESTRI, para el modelo 3D.

Cabe señalar la conveniencia de aplicar la normativa de presentación formal a la hora de confeccionar los documentos del proyecto, concretamente la norma *UNE 157001:2002 de Criterios Generales para la realización de proyectos*.

## 1.3 PROBLEMAS ABORDADOS

El trabajo se centra más concretamente, en el cálculo de la estructura que soporta la cubierta del centro comercial, además de la parte central de la estructura, donde cuelga unas pasarelas que unen las dos partes principales del centro comercial, aplicándose las cargas establecidas por la normativa y en el posterior análisis de los resultados obtenidos.

Se analizará tanto la estructura metálica porticada sobre la que se sustenta la cubierta, como estructura de las pasarelas colgantes que une las dos naves del edificio. Para todo ello se crearán diversos modelos de estudio, en los que se le aplicarán las diferentes cargas a las que se verá sometida tanto la cubierta como la estructura porticada.

**Las cargas** a las que se someterá dicha estructura serán el **peso propio** de los elementos de los que está formada la estructura, **sobrecargas de uso, viento y nieve**.

El objetivo de este cálculo será obtener las tensiones máximas, deformaciones, momentos y los desplazamientos máximos que se producen tanto en los distintos pórticos que sustentan la cubierta, como en el resto de la estructura.

## 1.4 DESARROLLO DEL PROYECTO

**Las fases** en las que se va a ir desarrollando el proyecto a realizar son:

1. Estudio de la documentación disponible sobre el centro comercial y su estructura.
2. Realización de los modelos de estudio a partir de los datos extraídos de la documentación.
3. Imposición de las cargas establecidas por la normativa pertinente y de las restricciones definidas por los apoyos de la estructura.
4. Cálculo de tensiones, deformaciones y desplazamientos.
5. Postproceso y análisis de los resultados obtenidos del cálculo.

## 2 EL CENTRO COMERCIAL

### 2.1 UBICACIÓN

El centro comercial “Le Paquebot” se ubica en la ciudad francesa de Saint Nazaire, situada a la costa oeste de Francia, junto a Nantes. Concretamente en el corazón del centro urbano como es la av\ République, comprendida entre c\ Stalingrad y c\Jean-Jaurès.

### 2.2 ANTECEDENTES

La construcción de este centro y la remodelación de la avenida en la que se sitúa, la avenida Republique, supuso un antes y un después para los ciudadanos de Saint Nazaire de la zona. Este centro comercial no solo implicó la construcción de un simple centro, sino que permitió dar solución al grave problema que suponía una elevada densidad de tráfico en la avenida R\épublique, eje principal de la zona. De este modo se consiguió restringir el tráfico en este céntrico barrio.

*“La ciudad francesa ha sufrido una increíble transformación con la construcción de dicho centro que ha repercutido favorablemente no solo en la imagen de la ciudad sino también en la vida diaria de los ciudadanos”. ("New Architecture - Shopping Malls", vol.10).*

Al mismo tiempo esta construcción se convierte en un motivo para que los ciudadanos opten por hacer un mayor uso del transporte público en vez del particular, lo que a su vez repercute positivamente en el ahorro de energía y en la conservación del medio ambiente, ya que se ha disminuido considerablemente la contaminación tanto ambiental como acústica.

La remodelación de esa zona de Saint Nazaire y ejecución de la construcción del centro se ha desarrollado en un largo proceso seguido con un orden lógico de transformación. En una primera etapa se ensanchó una parte de la avenida République, y se ha convertido en una zona peatonal, restringiendo el paso de los vehículos, solo los transportes públicos pueden circular libremente. En etapas posteriores se han acondicionado las calles colindantes para obtener unos espacios despejados que faciliten la cómoda circulación de los peatones. Finalmente se construyó dicho centro comercial, que alberga diferentes espacios comerciales, oficinas y espacios sociales.

El arquitecto francés *Claude Vasconi*, nacido en Rosheim en 1940, fue el encargado de realizar esta última etapa. La amplia experiencia y reconocimiento del arquitecto hizo que fuera el idóneo para ser el encargado de la remodelación del centro de Saint Nazaire y la construcción de dicho Centro comercial, que fue inaugurado en Octubre de 1988.

### 2.3 DESCRIPCIÓN DEL CENTRO COMERCIAL “LE PAQUEBOT”

El impresionante centro consta de dos edificios prácticamente simétricos y de idénticas dimensiones y características que ocupan una superficie útil de 7000 m<sup>2</sup>.

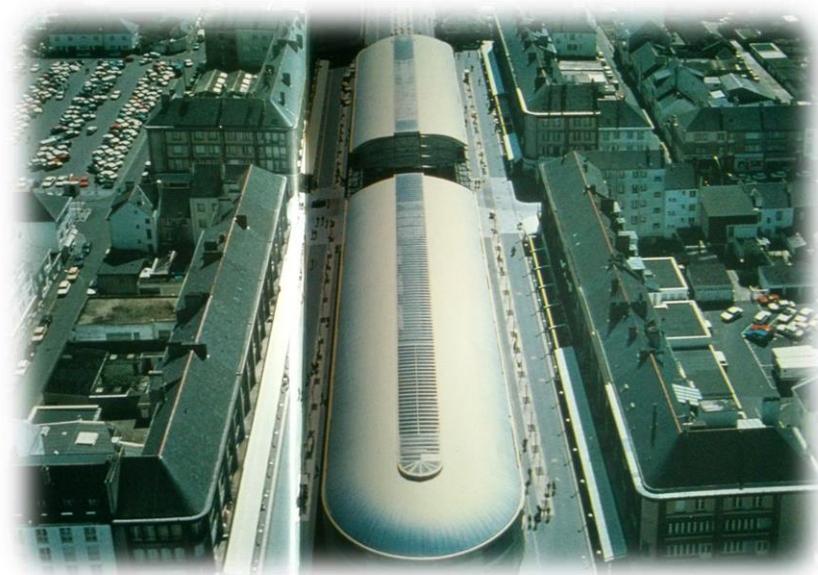
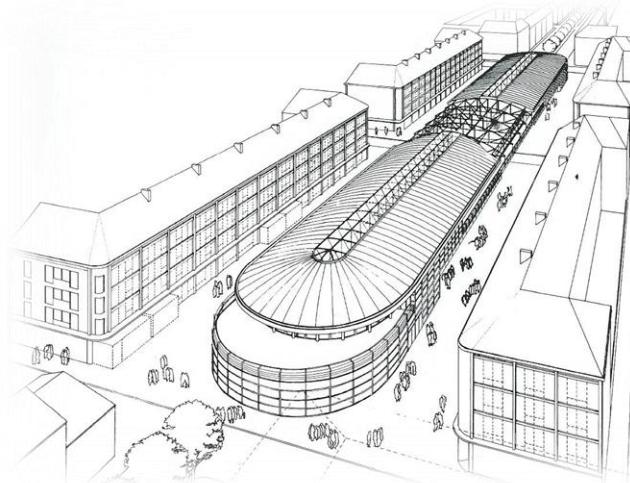
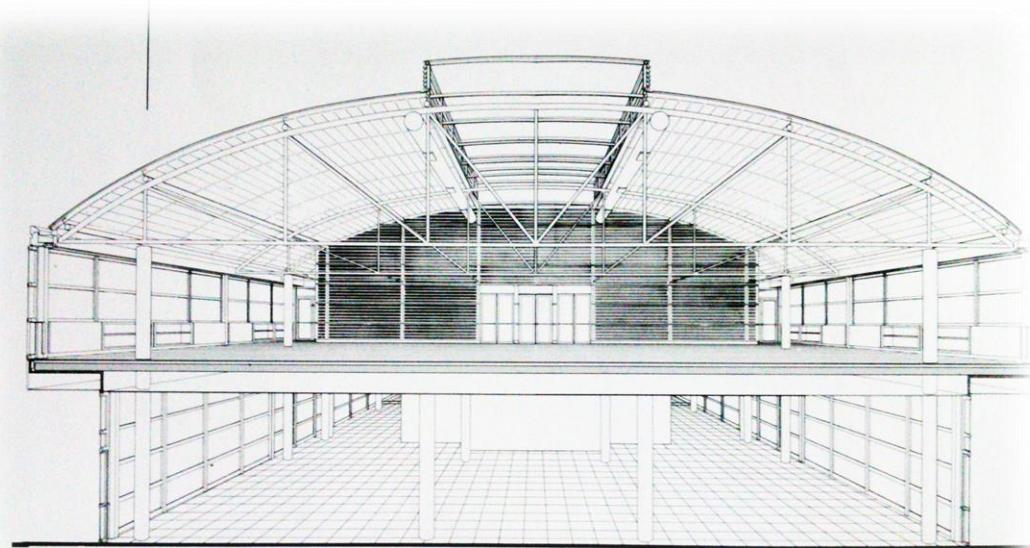


Imagen 1: El centro Le Paquebot.



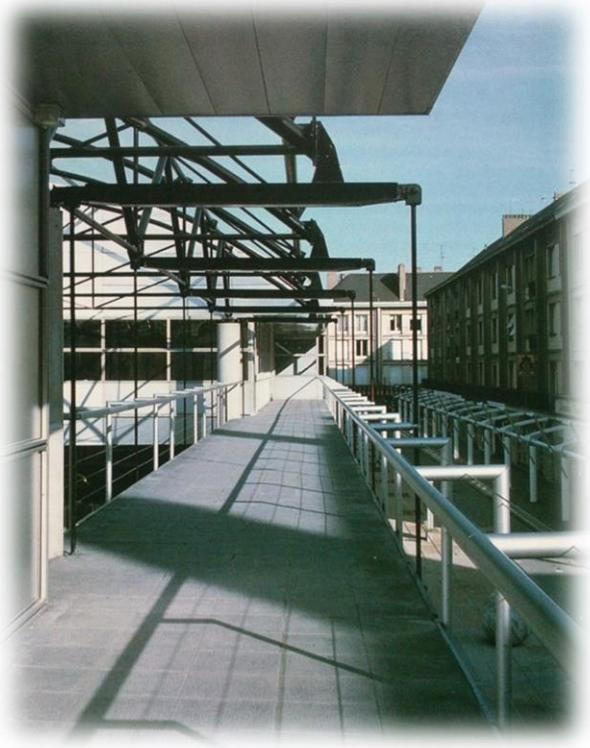
*Imagen 2: Boceto del centro comercial en perspectiva.*

Este centro encierra una gran variedad funcional con un gran número de locales donde se alternan los espacios comerciales, tiendas de todo tipo, con espacios sociales como bares, restaurantes, bolera y, además de oficinas, una sala polivalente que puede utilizarse para dar conferencias u otros eventos como exposiciones, entre otros usos.



*Imagen 3: Sección del centro comercial en la que se aprecia uno de los pórticos que se repiten consecutivamente en los edificios.*

La intersección de la avenida Rèpublique y la calle Albert Mum separa las dos partes del centro, pero sin romper la continuidad visual, ya que a simple vista puede parecer un mismo edificio. Claude Vasconi aseguró la continuidad del complejo mediante una estructura metálica que une los dos edificios por la parte superior. Desde la plaza formada en la intersección de las dos vías se puede observar claramente las pasarelas y la estructura metálica sobre la que se apoyan a modo de puentes colgantes, que unen ambos edificios, y que dan una imagen de continuidad al binomio. Esta estructura metálica de pasarelas permite atravesar perpendicularmente la gran avenida cruzando el conjunto arquitectónico sin necesidad alguna dar un rodeo al edificio.



Imagenes 4 y 5: Fotografías de la zona central de la estructura y las pasarelas.

El edificio posee rasgos elipsoidales y se organiza horizontalmente, de tal forma que visualmente es completamente diferente al resto de edificios de viviendas vecinas. Se trata de una gigantesca nave de aluminio. Los dos semicírculos que cierran los dos extremos del complejo le aportan una expresión diferente del resto de edificios de la zona.

La estructura general es en forma porticada, con pilares de hormigón y cercha de perfiles de acero de forma tubular, al igual que la estructura que sustenta las pasarelas que unen los edificios, dotando a la construcción de ciertos rasgos futuristas en comparación con los otros edificios cercanos. El elemento que más destaca es el tejado. Esta cubierta de aluminio con línea redondeada de color gris claro, tiene un contraste característico con el gris oscuro del tejado del resto de viviendas que le rodean.



Imagen 6: Cubierta del centro comercial.

En cuanto a los materiales empleados en cubiertas y fachadas aparecen el aluminio y el cristal, que confieren al centro con un aspecto ligero y moderno.

El mismo aluminio de la cubierta es utilizado para recubrir todo el exterior, en los extremos interiores de los dos edificios, lo que contrasta con la transparencia que define al otro material utilizado, formado una especie de bóveda acristalada que recorre todo el edificio, con la función de ganar luminosidad por el día, al mismo tiempo que garantiza la ventilación y renovación del aire.



*Imagen 7: Extremo del centro comercial, donde se aprecian las fachadas y la cubierta.*

Los cerramientos de la fachada de las plantas bajas están realizados con cristal igualmente, que además de realizar la misma función que la bóveda para ganar luz natural, sirve de escaparate para los clientes.

Las pasarelas y los balcones están realizados en acero, combinando así perfectamente con los otros dos antes mencionados. Las columnas y forjados están hechos de hormigón armado bidireccional.

### 3 MODELOS REALIZADOS PARA ANALIZAR LA ESTRUCTURA

En este apartado se explica de la forma más concisa, resumida y clara los modelos de estudio que se han realizado para proceder al estudio de la estructura, sometiéndola posteriormente a una serie de determinadas cargas que se explicarán en otro apartado, y al postproceso y análisis de los resultados obtenidos.

### 3.1 MODELOS DE CÁLCULO

La estructura global del centro comercial real, está formada por dos edificios cerrados y unas pasarelas que unen los dos edificios entre sí.

Los dos edificios son idénticos en características, geometría y dimensiones. Están conformados por una serie de pórticos iguales repetidos continuamente y seguidos uno detrás de otro cada 5,95 m a lo largo de lo que es el edificio (ver imágenes 1, 2 y 3).

Recalcar, que **el objetivo de estudio de este proyecto es principalmente la estructura que sustenta la cubierta**, por lo que nos centraremos únicamente en eso, aunque realmente para el cálculo de la estructura completa hubiera que considerar muchas más cosas y no hacer las simplificaciones que se han realizado.

Por lo que para modelar la estructura de la cubierta de los edificios nos basta con hacer *un modelo plano 2D de uno de los pórticos que sustentan la cubierta de los edificios*. Todos los pórticos están unidos entre sí y con los de la estructura de las pasarelas mediante correas y posiblemente algunos otros sistemas de arriostramientos longitudinales que no hemos estudiado por falta de información (no se consideran), que unen las celosías superiores de todos ellos (idénticas en cuanto a geometría, propiedades y materiales), formando así la estructura metálica que soporta la cubierta y las pasarelas de la zona central.

La estructura de la que están sustentadas las pasarelas, que unen los dos edificios, resumiendo se podría decir que está formada por un conjunto de 5 pórticos planos unidos longitudinalmente entre ellos, y separados entre sí por 5,95 m, de igual manera que los pórticos de los edificios. Los pórticos exteriores son muy parecidos a los que conforman los edificios, y los 3 pórticos interiores no se apoyan en el suelo, de tal forma que toda la estructura que sustentan las pasarelas queda apoyada, mediante dos vigas Warren, por las 4 columnas de hormigón de los dos pórticos exteriores. Las pasarelas cuelgan de las cerchas de los pórticos, y las cerchas a su vez de 2 vigas Warren que se apoyan sobre los 4 pilares como se puede ver a continuación (imágenes 4 y 5).

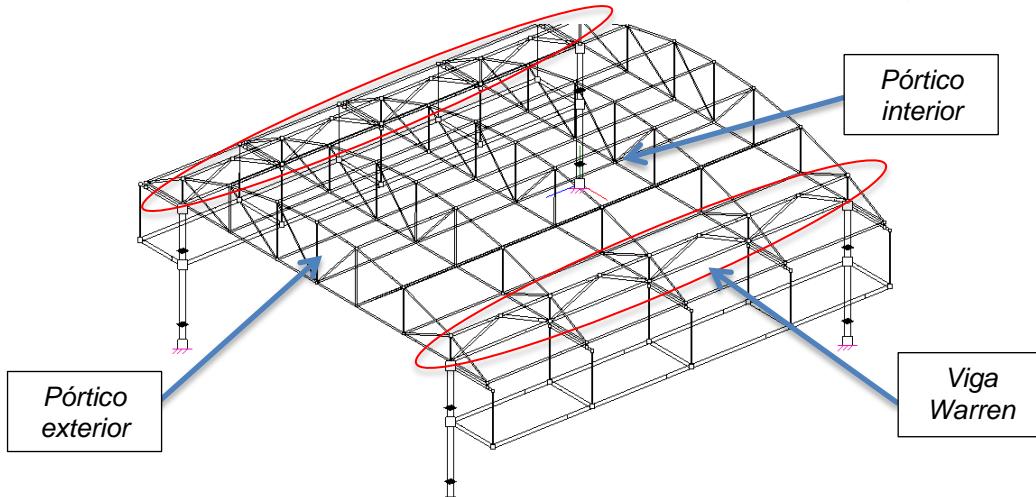


Imagen 8: Zona central de la estructura, que sustenta las pasarelas.

Para analizar esta parte de la estructura global, se han procedido a realizar dos modelos: *un modelo 3D de esta parte de la estructura*, ya que al estar la pasarela colgando de los pórticos, estando estos unidos longitudinalmente entre ellos y apoyados a su vez sobre únicamente 4 columnas, era de importante relevancia hacer un análisis de la estructura tridimensional.

Por lo que finalmente, tenemos un total de dos modelos diferentes para analizar toda la estructura general de la cubierta y pasarelas del centro comercial:

- 1 modelo 2D de un Pórtico plano de los edificios.
- 1 modelo 3D de la Estructura central que sustenta las pasarelas.

### 3.2 PÓRTICO INTERMEDIO DE LOS EDIFICIOS (2D)

Como se ha comentado anteriormente, con el modelo de pórtico 2D logramos modelar toda la estructura que sustenta a la cubierta de los edificios, porque al ser éste mismo repetido una serie de veces (*Imagen 3*) a una distancia de 5,95 m repetidamente, para analizar toda la estructura y calcular los esfuerzos y tensiones que soportarán cada uno de sus elementos al estar sometidos a una serie de acciones (*se comentarán a continuación en siguientes apartados*), nos basta con analizar éste.

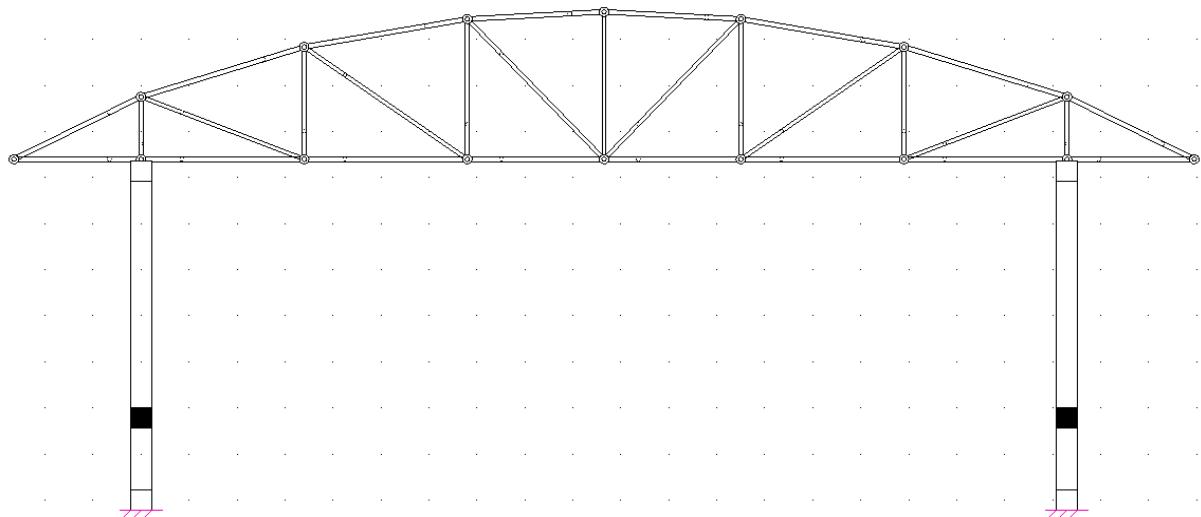
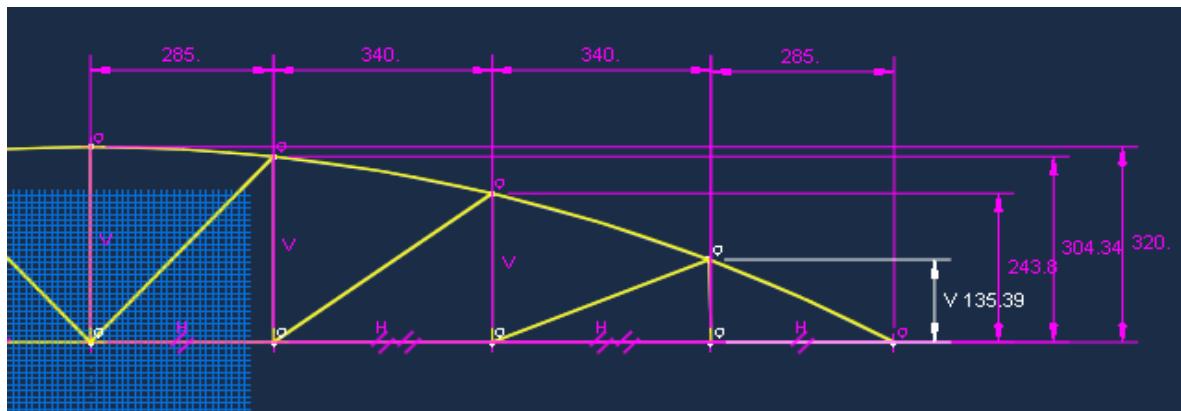


Imagen 9: Modelo del pórtico interior de los edificios (2D).

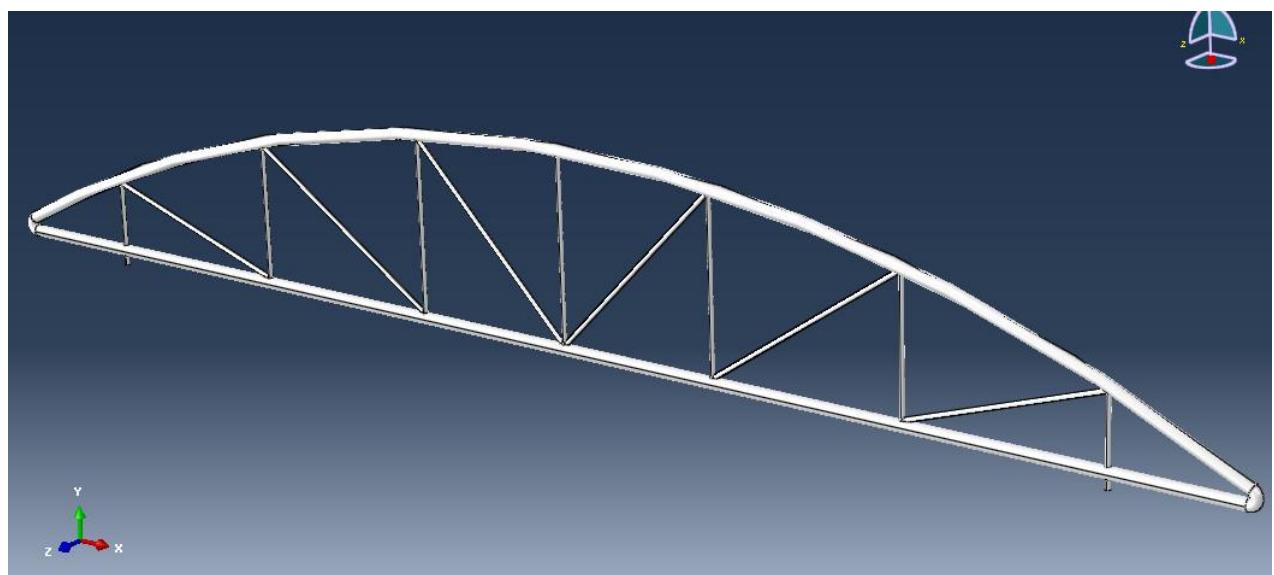
En él se puede apreciar la cercha superior, que unidas longitudinalmente por las correas en los nudos superiores e inferiores conformarán la estructura que soporta la cubierta, y las columnas o pilares principales que soportan la estructura de la cubierta.

El pórtico tiene una anchura máxima de 23'6 m y una altura máxima de 10,6 m. Además añadir que la luz es de 19'3 m, siendo todo el pórtico simétrico con respecto a su eje central.

En las siguientes figuras se puede apreciar con más detalle las dimensiones a la hora de modelar la celosía:



Nota: Las dimensiones de esta figura están en cm.



Imágenes 10 y 11: Detalles geométricos de la cercha y modelo de la cercha en 3D.

Esta celosía se encuentra en todos y cada uno de los pórticos de la estructura que sustenta la cubierta de los edificios, y también en la parte central de la estructura, donde se encuentran las pasarelas.

### 3.3 ESTRUCTURA PARA SUSTENTAR LAS PASARELAS CENTRALES (3D)

Esta parte de la estructura está situada en la parte central y, además de sustentar dos pasarelas, hace la función de nexo de unión entre los dos edificios del centro comercial.

Como ya se ha comentado anteriormente, está constituida por 5 pórticos planos unidos longitudinalmente mediante una serie de correas y vigas. Es ahí donde reside la importancia de analizar esta parte de la estructura por separado. La pasarela además de estar colgando de la cercha está unida mediante vigas IPE en la dirección longitudinal uniendo y dando cohesión a toda la estructura de pasarelas, además de estar sustentada en el aire por únicamente 4 pilares en los pórticos de los extremos y la cercha superior. Es por ello por lo que se debe estudiar esta parte de la estructura por separado con un modelo 3D, que permita ver y analizar los esfuerzos que están soportando cada una de las vigas y barras de la estructura al estar sometida al peso y a las acciones que recaerán sobre las pasarelas del centro comercial.

Los pórticos de los extremos son muy similares al descrito en el apartado anterior, ya que se repite a lo largo de toda la estructura, excepto en la zona central, donde se encuentran las pasarelas que unen ambos edificios, que sufre una modificación.

El pórtico en cuestión está situado en las zonas exteriores de la estructura central (sin cubierta).

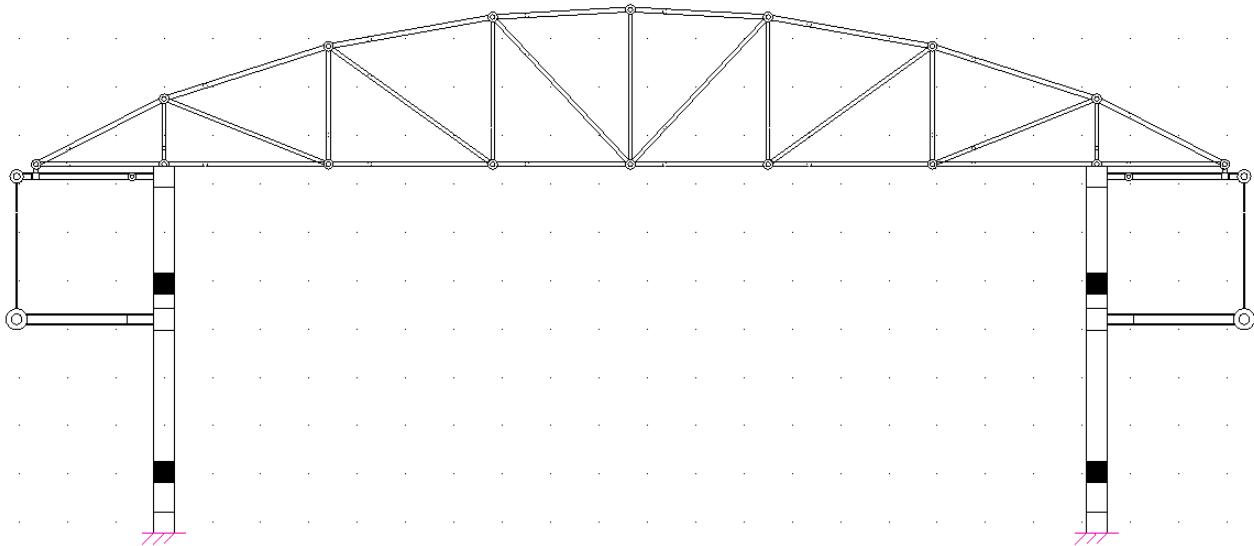


Imagen 12: Pórtico exterior de la estructura que sustenta las pasarelas centrales en 2D.

Como se puede apreciar, las diferencias notables con respecto al anterior (además de que en esta zona de la estructura no habrá cubierta) son las dos pasarelas que hay a ambos lados de la estructura. Al igual que toda la estructura entre ellas son simétricas también. Están unidas rígidamente a las columnas y colgando a su vez de la cercha superior. Es por ello por lo que el

patrón de pórticos se repite, ya que en el caso anterior tenían que soportar la cubierta, en este caso tienen que soportar todo el peso de las pasarelas, además de las acciones que actúen sobre éstas.

El tablero de las pasarelas se compone de una losa de hormigón apoyada sobre unas vigas IPE 220 de 3 m de largo y separadas 5,9 m, empotradas por un extremo con las columnas, y que además éstas están unidas longitudinalmente con el resto de pórticos que forman la pasarela, por otras vigas de las mismas características pero de 5,9 m de largo aproximadamente (igual a la separación entre pórticos). De este modo se forma el apoyo principal sobre el que va la planta de las pasarelas.

A su vez, las pasarelas cuelgan, mediante unas barras que hacen las veces de tirantes, a otras vigas IPE 140 que están unidas solidariamente a su vez a la cercha, de tal forma que toda la pasarela queda sustentada por la cercha y por las cuatro columnas de los extremos.

Los otros 3 pórticos del medio serían similares pero sin contar con las columnas. De tal modo que las vigas de la pasarela estarán apoyadas en ambos extremos en las barras, que hacen de tirantes, a la celosía en vez de estar apoyadas así por un extremo y empotradas a la columna por el extremo contrario, como en el caso de los pórticos de los extremos.

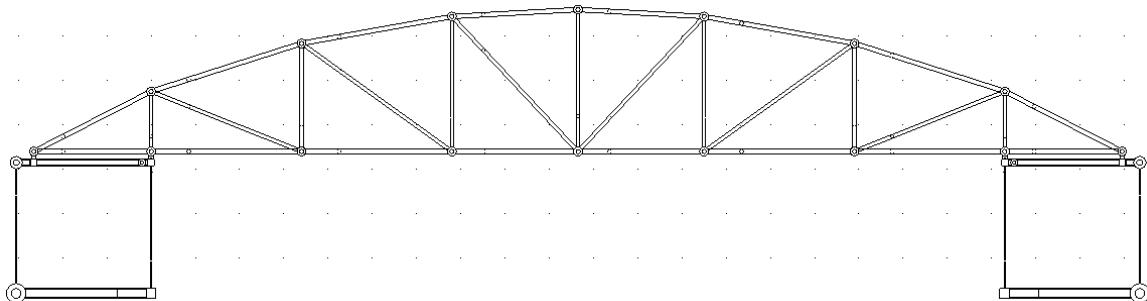
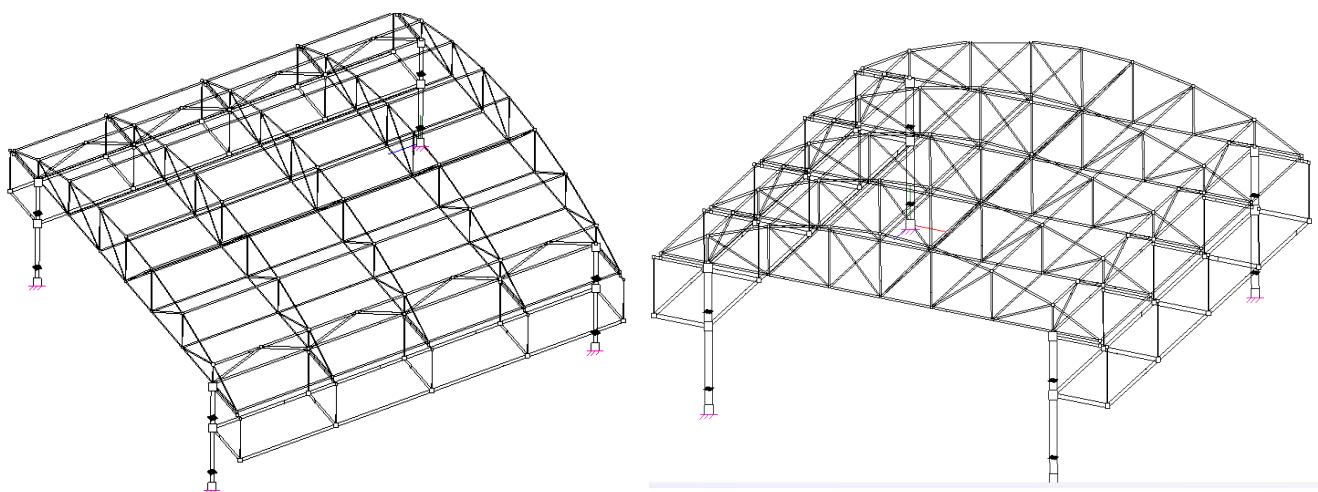
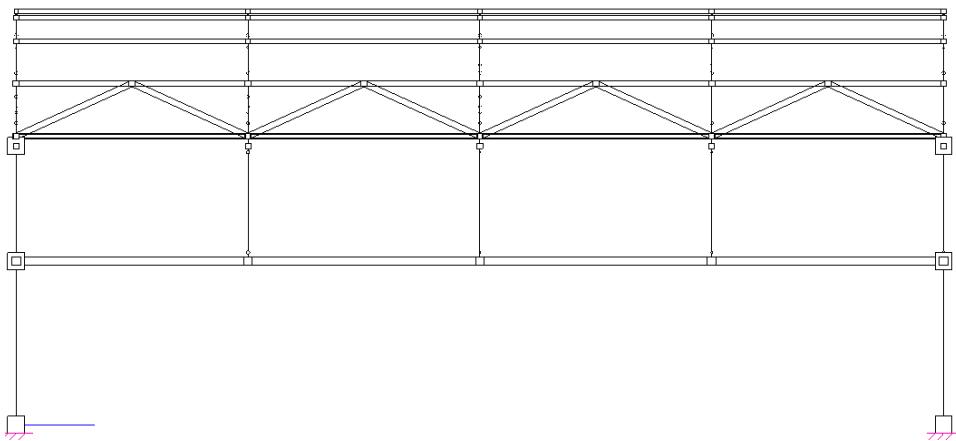


Imagen 13: Pórtico interior de la estructura que sustenta las pasarelas centrales en 2D.





Imágenes 14, 15 y 16: Estructura central que sustenta las pasarelas en perspectiva (3D) y en la vista de perfil (2D).

## 4 CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURA

### 4.1 MATERIALES

Aunque no se dispone de la información suficiente precisa sobre los materiales utilizados en la estructura real, se han hecho unas suposiciones lógicas y conservadoras, seleccionando unos materiales comerciales, lo más parecido posible, y de los que suelen utilizarse para este tipo de construcciones.

Los materiales seleccionados para toda la estructura son dos fundamentalmente, acero y hormigón armado.

#### 4.1.1 ACERO

Este material se utiliza para prácticamente toda la estructura, ya que es principalmente una estructura metálica.

El acero seleccionado, para tanto vigas IPE como elementos de la cercha, es el acero **S275**. Éste posee un límite elástico de 264'77 MPa, un módulo de elasticidad o módulo de Young (E) de 205939'65 MPa, y un coeficiente de dilatación lineal de  $1'2 \cdot 10^{-5}$ .

El acero **S355** también es utilizado en la estructura, concretamente en los elementos de las vigas Warren y en las barras que unen las pasarelas con las cerchas. Éste posee un límite elástico de 343'23 MPa, un módulo de elasticidad o módulo de Young (E) de 205939'65 MPa, y un coeficiente de dilatación lineal de  $1'2 \cdot 10^{-5}$ .

#### 4.1.2 HORMIGÓN ARMADO

El hormigón armado es el material esencial del que están compuestas las columnas de los pórticos de la estructura.

Este es concretamente un hormigón **HA40**, con un módulo de elasticidad de 29419'95 MPa, un límite elástico del 39'23 MPa y un coeficiente de dilatación lineal de  $1 \cdot 10^{-5}$ . Además su módulo de cortadura es de 12258'31 MPa.

Este material también es utilizado para los forjados tanto como de la planta como de las pasarelas.

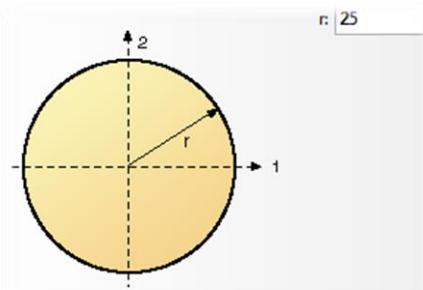
#### 4.2 SECCIONES DE LAS BARRAS

En este apartado se describen todos los perfiles que hay en la estructura, tanto metálicos, en gran mayoría, como de hormigón, utilizados solamente para las columnas.

##### 4.2.1 COLUMNAS

La sección es circular de radio 25 cm.

Cuenta con un área de 1963'50  $\text{cm}^2$  y con una inercia, tanto a flexión como a pandeo de 306700  $\text{cm}^4$ .



*Nota: Hay que tener en cuenta que las columnas de hormigón no son el objeto principal de estudio del proyecto, ya que nos vamos a centrar principalmente en lo que es estructura metálica, por lo que no se entra en gran detalle.*

##### 4.2.2 PERFILES TUBULARES DE LAS CERCHAS

Todos los elementos de las celosías son barras tubulares metálicas con perfiles huecos circulares. Unidas longitudinalmente por correas (además de por otros elementos que no se considerarán como arriostramientos, etc.), conforman la estructura que sustenta la cubierta de los edificios:

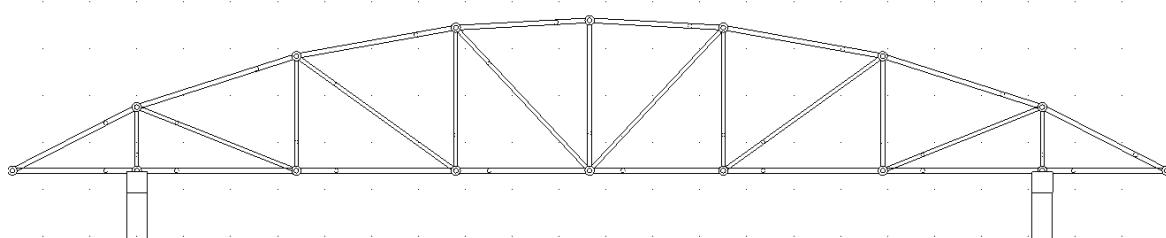
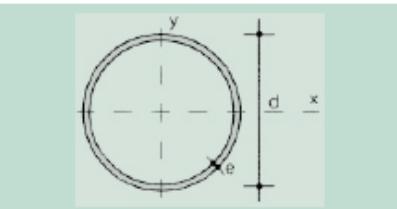


Imagen 17: Celosía de los pórticos, tanto del pórtico interior de los edificios como de la zona central exterior.

Para los elementos exteriores de la celosía, cordones superiores e inferiores, se han seleccionado perfiles con secciones de diámetro exterior de 100 mm y espesor de 6 mm, a diferencia de las seleccionados para las diagonales y los montantes, con una sección de diámetro exterior de 80 mm y espesor de 4 mm.



$u = \text{Perímetro}$   
 $A = \text{Área de la sección}$   
 $S = \text{Momento estático de media sección, respecto a un eje baricéntrico}$   
 $I = \text{Momento de inercia de la sección, respecto a un eje baricéntrico}$   
 $W = 2I \cdot d$ . Módulo resistente de la sección, respecto a un eje baricéntrico  
 $i = \sqrt{I/A}$ . Radio de giro de la sección, respecto a un eje baricéntrico  
 $J = \text{Módulo de torsión de la sección}$

Perfil	Dimensiones			Términos de sección						Peso kp/m
	d mm	e mm	u mm	A cm <sup>2</sup>	S cm <sup>3</sup>	I cm <sup>4</sup>	W cm <sup>3</sup>	i cm	I <sub>r</sub> cm <sup>4</sup>	
Ø 75.3	75	3	200	9,10	1,10	44,00	11,70	2,04	80,00	5,32 P
Ø 75.4	75	4	236	8,92	10,10	56,30	15,00	2,51	113,00	7,00 P
Ø 80.2	80	2	251	4,90	6,09	37,30	9,33	2,76	74,60	3,85 C
Ø 80.3	80	3	251	7,26	8,90	53,90	13,50	2,72	108,00	5,70 C
Ø 80.4	80	4	251	9,55	11,60	69,10	17,30	2,69	138,00	7,50 C
Ø 90.3	90	3	283	8,19	11,40	77,60	17,30	3,07	155,00	6,43 P
Ø 90.4	90	4	283	10,80	14,80	100,00	22,30	3,04	200,00	8,48 P
Ø 90.5	90	5	283	13,40	18,10	121,00	26,90	3,01	242,00	10,50 P
Ø 100.3	100	3	314	9,14	14,10	108,00	21,50	3,43	215,00	7,17 P
Ø 100.4	100	4	314	12,10	18,40	139,00	27,80	3,39	278,00	9,47 P
Ø 100.5	100	5	314	14,90	22,60	169,00	33,80	3,36	238,00	11,70 P
Ø 100.6	100	6	314	17,70	26,50	196,00	39,30	3,33	393,00	13,90 C
Ø 125.4	125	4	393	15,20	29,30	279,00	44,60	4,28	557,00	11,90 C

Imagen 18: Perfiles tubulares de sección circular de la tabla de perfiles metálicos de la Norma Básica de Edificación para Estructuras de Acero.

Estos primeros, los cordones superiores e inferiores de la cercha poseen un área de 17,7 cm<sup>2</sup> y un momento de inercia de 196 cm<sup>4</sup>, frente a los perfiles de la diagonales y montantes con un área de 9,55 cm<sup>2</sup> y una inercia de 69,1 cm<sup>4</sup>.

Las vigas Warren con montantes intercalados, que son una de las partes más importantes de la estructura sobre la que se sustentan las pasarelas, se apoyan sobre los 4 pilares de los pórticos exteriores, y son las encargadas de dar la rigidez necesaria a esta parte de la estructura. Están compuestas por barras tubulares de diámetro exterior 200 mm y con un espesor de 8 mm. Los montantes de éstas, son los mismos montantes también de las celosías, por lo que tienen las mismas características al ser las mismas barras de las celosías de los pórticos comentadas anteriormente.

VIGA WARREN CON MONTANTES INTERCALADAS

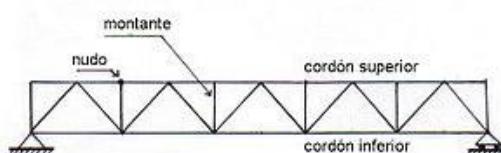


Imagen 19: Esquema básico de la viga Warren.

$\varnothing$ 125,0	125	3	393	10,00	30,00	340,00	34,40	4,21	600,00	14,00	C
$\varnothing$ 125,6	125	6	393	22,40	42,50	398,00	63,70	4,21	796,00	17,60	C
$\varnothing$ 155,5	155	5	487	23,60	56,20	663,00	85,50	5,30	1.330,00	18,50	C
$\varnothing$ 155,6	155	6	487	28,10	66,60	781,00	101,00	5,27	1.560,00	22,10	C
$\varnothing$ 155,8	155	8	487	36,90	86,50	1.000,00	129,00	5,21	2.000,00	29,00	C
$\varnothing$ 175,5	175	5	550	26,70	72,30	966,00	110,00	6,01	1.330,00	21,00	C
$\varnothing$ 175,6	175	6	550	31,90	85,70	1.140,00	130,00	5,98	2.280,00	25,00	C
$\varnothing$ 175,8	175	8	550	42,00	112,00	1.470,00	168,00	5,92	2.940,00	33,00	C
$\varnothing$ 200,5	200	5	628	30,60	95,10	1.460,00	146,00	6,91	2.920,00	24,00	C
$\varnothing$ 200,6	200	6	628	36,60	113,00	1.720,00	172,00	6,86	3.440,00	28,70	C
$\varnothing$ 200,8	200	8	628	48,30	148,00	2.230,00	223,00	6,79	4.460,00	37,90	C

Imagen 20: Perfiles tubulares de sección circular de la tabla de perfiles metálicos de la Norma Básica de Edificación para Estructuras de Acero.

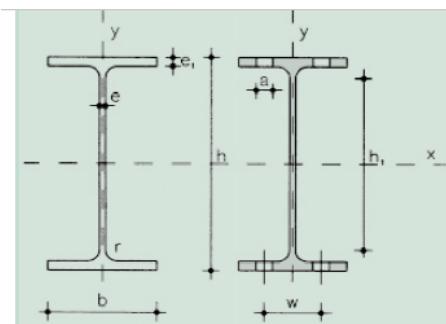
Estas barras, que forman las vigas Warren, poseen un área de  $48,3 \text{ cm}^2$  y un momento de inercia de  $2230 \text{ cm}^4$ .

Las correas, que unen las celosías de los pórticos entre sí, son barras tubulares también de diámetro exterior 125 cm y 6 cm de espesor, con un área de  $2,4 \text{ cm}^2$ , y un momento de inercia de  $398 \text{ cm}^4$ .

Por último, las barras de las que cuelgan las pasarelas, y unen la pasarela con la cercha a modo de tirantes, son barras con un diámetro exterior de 40 mm y un espesor de 2 mm, con un área de  $2,39 \text{ cm}^2$  y un momento de inercia de  $4,33 \text{ cm}^4$ .

#### 4.2.3 VIGAS IPE DE LAS PASARELAS

Las vigas sobre las que descansa el tablero de las pasarelas son perfiles IPE. Tienen forma de doble T.



$A$ = Área de la sección	$I_t$ = Módulo de torsión de la sección
$S_x$ = Momento estático de media sección, respecto a X	$I_a$ = Módulo de alabeo de la sección
$I_x$ = Momento de inercia de la sección, respecto a X	$u$ = Perímetro de la sección
$W_x = 2I_x : h$ . Módulo resistente de la sección, respecto a X	$a$ = Diámetro del agujero del roblón normal
$i_x = \sqrt{I_x : A}$ . Radio de giro de la sección, respecto a X	$w$ = Gramil, distancia entre ejes de agujeros
$I_y$ = Momento de inercia de la sección, respecto a Y	$h_1$ = Altura de la parte plana del alma
$W_y = 2I_y : b$ . Módulo resistente de la sección, respecto a Y	$p$ = Peso por m
$i_y = \sqrt{I_y : A}$ . Radio de giro de la sección, respecto a Y	

Perfil	Dimensiones							Términos de sección								Agujeros		Peso			
	h mm	b mm	e mm	e <sub>1</sub> mm	r <sub>1</sub> mm	h <sub>1</sub> mm	u mm	A cm <sup>2</sup>	S <sub>x</sub> cm <sup>3</sup>	I <sub>x</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>x</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>x</sub> cm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>y</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm	I <sub>t</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>a</sub> cm <sup>8</sup>	w mm	a mm	e <sub>2</sub> mm	p kp/m
IPE 80	80	46	3,8	5,2	5	60	328	7,64	11,6	80,1	20,0	3,24	8,49	3,69	1,05	0,721	118	—	—	3,8	6,00
IPE 100	100	55	4,1	5,7	7	75	400	10,30	19,7	171,0	34,2	4,07	15,90	5,79	1,24	1,140	351	—	—	4,1	8,10
IPE 120	120	64	4,4	6,3	7	93	475	13,20	30,4	318,0	53,0	4,90	27,70	8,65	1,45	1,770	890	35	—	4,4	10,40
IPE 140	140	73	4,7	6,9	7	112	551	16,40	44,2	541,0	77,3	5,74	44,90	12,30	1,65	2,630	1.981	40	11	4,7	12,90
IPE 160	160	82	5,0	7,4	9	127	623	20,10	61,9	869,0	109,0	6,58	68,30	16,70	1,84	3,640	3.959	44	13	5,0	15,80
IPE 180	180	91	5,3	8,0	9	146	698	23,90	83,2	1.320,0	146,0	7,42	101,00	22,20	2,05	5,060	7.431	48	13	5,3	18,80
IPE 200	200	100	5,6	8,5	12	159	788	28,50	110,0	1.940,0	194,0	8,26	142,00	28,50	2,24	6,670	12.990	52	13	5,6	22,40
IPE 220	220	110	5,9	9,2	12	178	848	33,40	143	2.770	252	9,11	205	37,3	2,48	9,15	22.670	58	17	5,9	26,20
IPE 240	240	120	6,2	9,8	15	190	922	39,10	183	3.890	324	9,97	284	47,3	2,69	12,00	37.390	65	17	6,2	30,70
IPE 270	270	135	6,6	10,0	15	200	1.040	45,00	5.700	400	11,00	400	200	200	15,40	70.500	70	24	6,6	36,10	

Imagen 21: Perfiles laminados IPE de la Norma Básica de Edificación para Estructuras de Acero.

Para las vigas sobre las que cuelga la pasarela se utilizan IPE 140, con una sección de  $16'4 \text{ cm}^2$  y un momento de inercia de  $541 \text{ cm}^4$ , a diferencia de las vigas seleccionadas para el forjado de la pasarela que son IPE 220 de sección  $33'4 \text{ cm}^2$  e inercia de  $2770 \text{ cm}^4$ , con mucha mayor rigidez.

#### 4.2.4 CLASIFICACIÓN DE LAS SECCIONES TRANSVERSALES

Cómo la estructura objeto de proyecto es una estructura de acero, se ha optado por calcular de acuerdo con el Eurocódigo 3- *Proyecto de Estructuras de Acero, parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificios (UNE-EN 1993-1-1)*.

Según la citada Norma (apartado 5.5), las secciones transversales se deben clasificar con el objetivo de identificar en qué medida su resistencia y su capacidad de rotación pueden verse limitadas por la aparición de fenómenos de abolladura en las partes comprimidas. Por lo que las secciones trasversales de los elementos de las estructuras metálicas se clasifican en 4 clases.

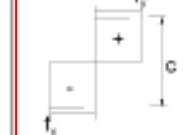
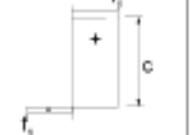
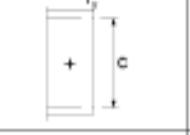
- las secciones transversales de Clase 1 son aquéllas que pueden desarrollar rótulas plásticas, con la capacidad de rotación requerida para un análisis global plástico, sin reducción de la resistencia de la sección;
- las secciones transversales de Clase 2 son aquellas que pueden alcanzar su momento resistente plástico, pero que poseen una capacidad de rotación limitada a causa de la aparición de fenómenos de inestabilidad local (abolladura);
- las secciones transversales de Clase 3 son aquellas para las que la tensión calculada en la fibra comprimida más solicitada del elemento, suponiendo una distribución elástica de tensiones, puede alcanzar el límite de elasticidad del acero, pero en las que el desarrollo de fenómenos de inestabilidad local es susceptible de impedir el desarrollo del momento resistente plástico de la sección;
- las secciones transversales de Clase 4 son aquellas en las que la abolladura local se produce antes de alcanzarse el límite de elasticidad en una o varias zonas comprimidas de chapa de la sección transversal.

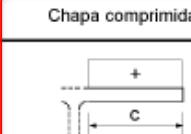
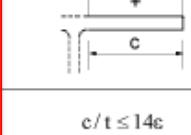
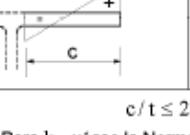
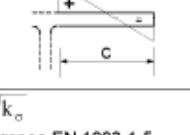
Imagen 22: Clasificación de las secciones transversales según la Norma UNE-EN 1993-1-1 (Eurocódigo 3).

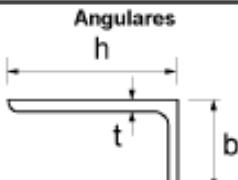
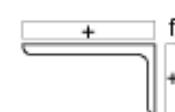
La clasificación de una sección transversal depende de la relación anchura/espesor de sus elementos comprimidos.

Los elementos comprimidos a considerar comprenden todas aquellas zonas de la sección transversal que se encuentran total o parcialmente comprimidas bajo la configuración de carga considerada.

En la misma Norma nos indica el procedimiento y los requisitos que deben tener los perfiles metálicos para pertenecer a una clase u a otra (apartado 5.6).

Elementos de chapa comprimidos internos						
Clase	Chapa Rectada	Chapa comprimida	Chapa flexo-comprimida			
Ley de tensiones en las chapas (compresión positiva)						
1	$c/t \leq 72\epsilon$	$c/t \leq 33\epsilon$	cuando $\alpha > 0,5$ : $c/t \leq \frac{396\epsilon}{13\alpha - 1}$ cuando $\alpha \leq 0,5$ : $c/t \leq \frac{36\epsilon}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 83\epsilon$	$c/t \leq 38\epsilon$	cuando $\alpha > 0,5$ : $c/t \leq \frac{456\epsilon}{13\alpha - 1}$ cuando $\alpha \leq 0,5$ : $c/t \leq \frac{41,5\epsilon}{\alpha}$			
Ley de tensiones en las chapas (compresión positiva)						
3	$c/t \leq 124\epsilon$	$c/t \leq 42\epsilon$	cuando $\psi > -1$ : $c/t \leq \frac{42\epsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ cuando $\psi \leq -1$ : $c/t \leq 62\epsilon(1 - \psi)\sqrt{(-\psi)}$			
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	$\frac{f_y}{\epsilon}$	235	275	355	420	460
	$\epsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Alas en vuelo						
Secciones laminadas		Secciones soldadas				
Clase	Chapa comprimida	Chapa flexo-comprimida				
Ley de tensiones en las chapas (compresión positiva)		Extremo comprimido	Extremo traccionado			
1	$c/t \leq 9\epsilon$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$			
2	$c/t \leq 10\epsilon$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$			
Ley de tensiones en las chapas (compresión positiva)						
3	$c/t \leq 14\epsilon$	$c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_o}$ Para $k_o$ , véase la Norma Europea EN 1993-1-5				
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	$\frac{f_y}{\epsilon}$	235	275	355	420	460
	$\epsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

		<p>No se aplica a angulares en contacto continuo con otros componentes</p>				
<p>Clase</p>		Sección comprimida				
Ley de tensiones en las chapas (compresión positiva)						
3		$h/t \leq 15\epsilon: \frac{b+h}{2t} \leq 11,5\epsilon$				
<p>Secciones huecas circulares</p>						
<p>Clase</p>		Sección flectada y/o comprimida				
1		$d/t \leq 50\epsilon^2$				
2		$d/t \leq 70\epsilon^2$				
3		$d/t \leq 90\epsilon^2$				
<p>NOTA: Para <math>d/t &gt; 90\epsilon^2</math>, véase la Norma Europea EN 1993-1-6</p>						
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	$f_y$	235	275	355	420	460
	$\epsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	$\epsilon^2$	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

Imágenes 23, 24 y 25: Requisitos para la clasificación de las secciones transversales según la Norma.

Con los datos que tenemos de los perfiles utilizados para modelar la estructura, tanto en las vigas IPE como en todas las barras tubulares de la cercha, y teniendo en cuenta que el acero empleado es un S275, excepto las barras de las vigas Warren que son de acero S355, nos encontramos con que todos los elementos de la estructura son de **clase 1**. Es por ello por lo que no existirá el problema de abolladuras, y no cabe la necesidad de realizar ningún cálculo más en profundidad de la deformación de los elementos de la estructura porque todos los elementos presentan la capacidad de rotación requerida sin reducción de la resistencia de las secciones.

**IPE 220: ALMA**

<i>Para 1<sup>a</sup> Clase</i>	<b>t</b>	5,9	<b>c/t</b>	30,17	<b>CLASE 1</b>
	<b>c</b>	178			
	<b>ε</b>	0,92			
	<b>72*ε</b>	66,24			
<b>ALAS</b>					
<i>Para 1<sup>a</sup> Clase</i>	<b>t</b>	9,2	<b>c/t</b>	4,35	<b>CLASE 1</b>
	<b>c</b>	40,05			
	<b>ε</b>	0,92			
	<b>9*ε</b>	8,28			

**IPE 140: ALMA**

<i>Para 1<sup>a</sup> Clase</i>	<b>t</b>	4,7	<b>c/t</b>	23,83	<b>CLASE 1</b>
	<b>c</b>	112			
	<b>ε</b>	0,92			
	<b>72*ε</b>	66,24			
<b>ALAS</b>					
<i>Para 1<sup>a</sup> Clase</i>	<b>t</b>	6,9	<b>c/t</b>	3,93	<b>CLASE 1</b>
	<b>c</b>	27,15			
	<b>ε</b>	0,92			
	<b>9*ε</b>	8,28			

**TUBO 80.4:**

<i>Para 1<sup>a</sup> Clase</i>	<b>t</b>	4	<b>d/t</b>	20	<b>CLASE 1</b>
	<b>d</b>	80			
	<b>ε</b>	0,92			
	<b>50*ε<sup>2</sup></b>	42,32			

**TUBO 100.6:**

<i>Para 1<sup>a</sup> Clase</i>	<b>t</b>	6	<b>d/t</b>	16,67	<b>CLASE 1</b>
	<b>d</b>	100			
	<b>ε</b>	0,92			
	<b>50*ε<sup>2</sup></b>	42,32			

**TUBO 125.6:**

Para 1ª Clase	<b>t</b>	6	<b>d/t</b>	20,83	<b>CLASE 1</b>
	<b>d</b>	125			
	<b>ε</b>	0,92			
	<b>50*ε<sup>2</sup></b>	42,32			

**TUBO 200.8:**

Para 1ª Clase	<b>t</b>	8	<b>d/t</b>	25	<b>CLASE 1</b>
	<b>d</b>	200			
	<b>ε</b>	0,81			
	<b>50*ε<sup>2</sup></b>	32,805			

**4.2.5 TENSIONES EN BARRAS (PUNTOS DE CÁLCULO)**

En este apartado se va a mostrar cómo calculan los programas CESPLA y CESTRI las tensiones en barras y en qué puntos de las distintas secciones lo hacen.

Las tensiones se calculan en todas las secciones de cálculo donde se han obtenido los esfuerzos internos. A su vez en cada sección de cálculo se determinan las tensiones en una serie de puntos de la sección, cuya cantidad y ubicación depende del tipo de sección. La figura siguiente muestra la numeración de puntos para las distintas secciones, en su orientación normal.

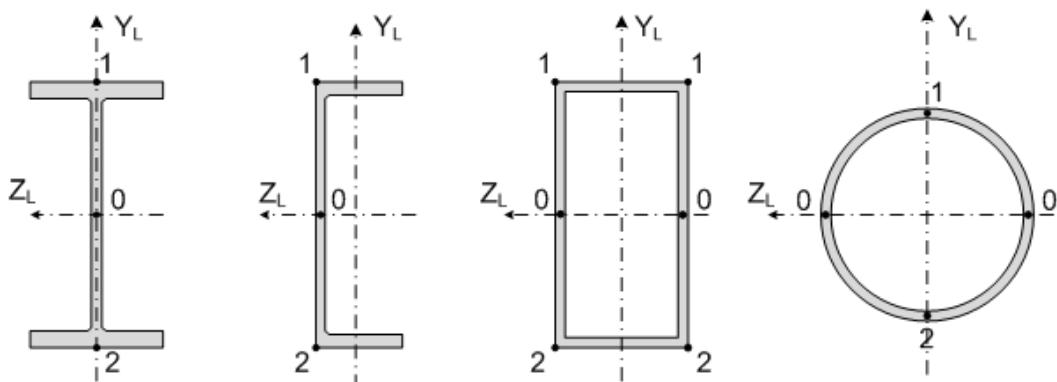


Imagen 26: Esquema de puntos para el cálculo de tensiones en los distintos tipos de secciones transversales, según CESPLA y CESTRI.

Si la orientación es girada 90º, los puntos de cálculo de tensiones son los siguientes:

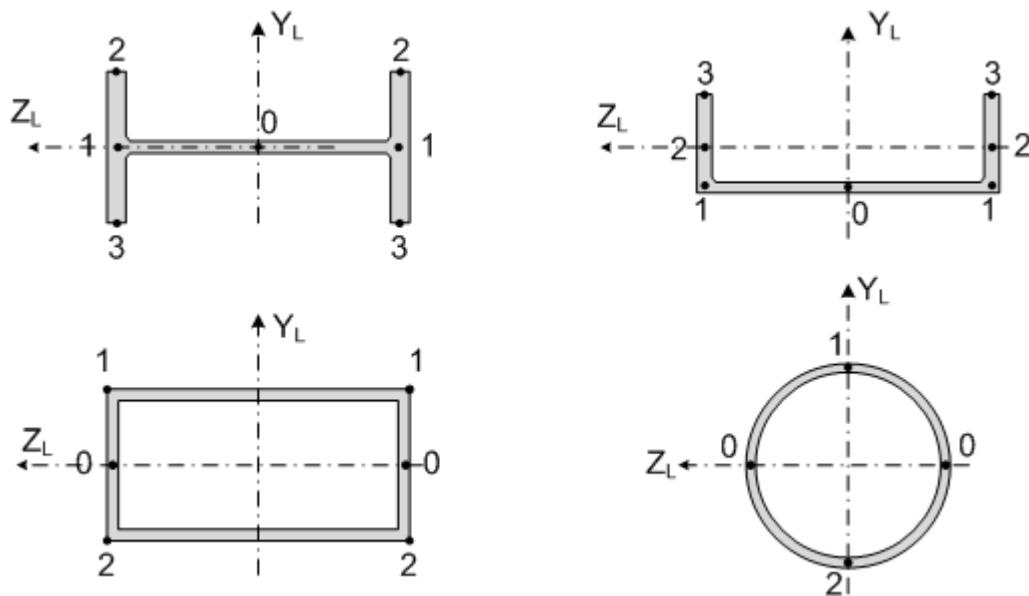


Imagen 27: Esquema de puntos para el cálculo de tensiones en los distintos tipos de secciones transversales, según CESPLA y CESTRI.

Las tensiones se obtienen aplicando las fórmulas clásicas de la Resistencia de Materiales para solicitudes de esfuerzo axial, cortante y momento flector. Se obtienen siempre una tensión axial  $\sigma$  en la dirección del eje de la barra, y una tensión cortante  $\tau$ , dirigida en la dirección del eje Y local de la barra. Las tensiones debidas a la cortadura se evalúan de forma nominal, sin considerar posibles concentraciones que pueden producirse por efecto de los acuerdos curvos entre las distintas partes del perfil.

#### 4.2.6 EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN

En las barras sometidas a compresión se considera el efecto del pandeo mediante el método del coeficiente de reducción de pandeo  $\chi$  indicado en el Código Técnico de la Edificación (CTE), documento básico SE-A, apartado 6.3.2 para materiales de acero. Para otros materiales no se considera el pandeo, y se supone  $\chi=1$ .

La longitud de pandeo se toma como  $L_p = \beta * L$ , siendo  $\beta$  un coeficiente que depende de la forma de unión de los extremos de la barra, de acuerdo con la tabla siguiente:

	Traslacional	No translacional
Barra biarticulada	1.0	1.0
Viga biempotrada	1.0	0.5
Viga empotrada articulada	2.0	0.7

## 5 ACCIONES CONSIDERADAS SOBRE LA ESTRUCTURA

### 5.1 NORMATIVA APLICABLE

En este apartado se va a aplicar las normativas, para este tipo de construcciones, en cuanto a las cargas que debe soportar dicha estructura según su ubicación y su uso final.

Este capítulo se puede complementar con el Anexo I: *Cálculo de las Acciones y Cargas objeto de estudio conforme al Eurocódigo 1- Acciones sobre estructuras.*

Se debe tener claro el uso final de la construcción para tener en cuenta unas cargas y/o sobrecargas debidas al uso. Así como también considerar la ubicación para aplicar las cargas pertinentes de viento, nieve, etc.

Ya que al no ser la ubicación nacional no se puede recurrir al CTE debido a que es una normativa española. Como la ubicación de centro comercial es en Francia, se debe acudir a una normativa de carácter internacional como son los *Eurocódigos*. Ésta será la normativa que regirá todo en cuanto a las cargas que debe soportar la estructura del centro y las condiciones que debe cumplir.

### 5.2 SOBRECARGA DE USO (SCU)

Para el cálculo de la sobrecarga de uso se recurre al Eurocódigo 1, concretamente a la **Parte 1-1: Acciones generales. Pesos específicos, pesos propios y sobrecargas de uso en edificios.** (UNE-EN\_1991\_1\_1\_2003).

La estructura objeto del proyecto se incluye en la **categoría D2**, ya que pertenece al grupo de *zonas comerciales*, como son los grandes almacenes y centros comerciales.

Los valores de **SCU sobre suelos, balcones y escaleras** para nuestro caso (Categoría D2) son previstos son una *carga uniformemente repartida* ( $q_k$ ) de **5 KN/m<sup>2</sup>** y una *carga concentrada* ( $Q_k$ ) de **7 KN**, previstas para la aplicación por separado de la carga compartida y concentrada.

En cuanto a **la cubierta de la estructura** se encuentra dentro de la **categoría de zona H**, ya que sólo son accesibles para mantenimiento normal y/o reparación. Para la categoría H los valores recomendados son una *carga uniformemente repartida de* ( $q_k$ ) **0,4 KN/m<sup>2</sup>** y/o una *carga concentrada* ( $Q_k$ ) de **1 KN**.

Se debe tener en cuenta que el objeto principal de estudio del presente proyecto es la estructura que sustenta la cubierta, por lo que sólo estudiaremos los efectos que produce la SCU sobre la cubierta. Por lo que no estamos estudiando la SCU sobre suelos en los forjados, ni otros elementos como pilares, escaleras o ascensores.

Es por ello que el cálculo de **la SCU sobre suelos** únicamente se tiene en cuenta en la zona de pasarelas de la estructura.

### 5.3 SOBRECARGA DE NIEVE

Las cargas de nieve son otra de las acciones variables más importantes a tener en cuenta a la hora de proyectar estructuras. Dichas acciones conllevan a soportar cargas vienen definidas por la ubicación del edificio objeto de proyecto. La normativa que rige este ámbito son los Eurocódigos, concretamente el Eurocódigo 1, parte 1-3: *Acciones generales. Cargas de nieve. (UNE-EN\_1991\_1\_3\_2004)*.

Se pueden ver todos los detalles y pasos del cálculo de estas cargas en el Anexo I, como ya se ha comentado anteriormente.

Ya que nuestra estructura se encuentra ubicada muy próxima al nivel del mar, consideraremos **condiciones normales**. Es decir, la ubicación es un lugar donde no es previsible que ocurran nevadas excepcionales, ni que se produzcan acumulaciones excepcionales de nieve.

Además de la ubicación, es importante tener en cuenta qué tipo de cubierta tenemos, ya que de eso dependerá el valor de las cargas de nieve sobre la cubierta. Debido a que el **coeficiente de forma de la cubierta** ( $\mu_3$ ), que es uno de los factores a determinar para obtener los valores de las acciones de nieve, depende directamente de la forma de la cubierta.

En el caso de la estructura objeto del presente proyecto, la cubierta es cilíndrica y tiene menos de  $60^\circ$  de ángulo de inclinación.

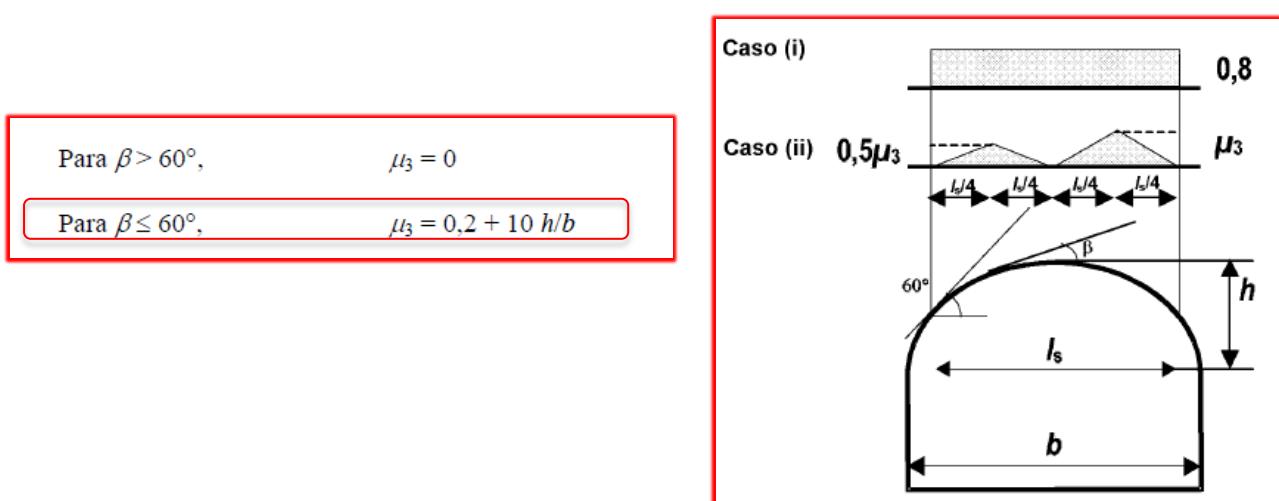


Imagen 28 y 29: Consideraciones a la hora de calcular el  $\mu_3$  para cubiertas cilíndricas o abovedadas según la Norma.

Con esto y otros coeficientes que son necesarios obtener (ver Anexo I - apartado 3.3), ya se puede determinar la Carga de nieve según la expresión mencionada.

$$s = \mu_i C_e C_t s_k$$

Nota:  $\mu_i$  es el coeficiente de forma de la cubierta, el  $C_e$  y  $C_t$  son los coeficientes de exposición y térmico respectivamente, y  $s_k$  es el valor característico de la carga de nieve en el terreno para un emplazamiento dado.

$h(m)$	3,45	$h/b$	0,15228426	$s_k (KN/m^2)$	0,09
$b(m)$	22,655	$\mu_3$	1,72284264		
$S(KN/m^2)$	<b>0,147</b>				

Esta presión o carga superficial ejercida por el peso de la nieve actuará en la cubierta de la estructura, que será repartida a cada una de los pórticos planos que conforman los edificios para su análisis.

#### 5.4 ACCIÓN DEL VIENTO

Las cargas de viento son unas de las acciones variables más importantes a tener en cuenta a la hora de proyectar estructuras. Dichas acciones conllevan soportar cargas que vienen definidas por la ubicación del edificio y la normativa aplicable según la legislación de cada zona.

Para ver en detalle el cálculo de las acciones del viento y su proceso acudir al Anexo I.

La normativa que rige este ámbito, concretamente el Eurocódigo 1, parte 1-4: *Acciones generales. Acciones de viento. (UNE-EN\_1991\_1\_2007)*.

La acción del viento se representa por un conjunto de presiones o fuerzas cuyos efectos son equivalentes a los efectos del viento.

El efecto del viento sobre la estructura depende del tamaño, forma y propiedades dinámicas de la estructura. Esta norma (*UNE-EN\_1991\_1\_2007*) cubre la respuesta dinámica a las turbulencias en la dirección del viento en resonancia con las vibraciones en la dirección del viento.

Las presiones actúan sobre áreas de la superficie produciendo **fuerzas normales a la superficie** de la estructura o del revestimiento de la cubierta. Cuando el viento barre grandes áreas de la estructura, las fuerzas de rozamiento tangenciales pueden ser importantes (*no se van a considerar*). Se va a considerar la acción de viento como una presión exterior sobre la cubierta de la estructura, obviando los efectos indirectos y presiones interiores, ya que se considera que no hay suficientes huecos en las fachadas para que las

presiones producidas por el viento en el interior de la cubierta sean de gran relevancia.

(Ver el cálculo detallado en el apartado 3.4.2 del Anexo I)

Teniendo en cuenta que, como especifica la norma, el valor recomendado de la densidad del aire es  $1,25 \text{ kg/m}^3$ , y todos los parámetros calculados en el Anexo I ( $v_m(z)$ ,  $I_v(z)$ ) y expresiones, se está en disposición de calcular la presión del viento a la velocidad pico del viento  $q_p(z)$ .

$$q_p(z) (\text{N/m}^2) = 526,52$$

Se calcula la presión del viento en la estructura, en el caso de este proyecto en la cubierta, según la siguiente expresión:

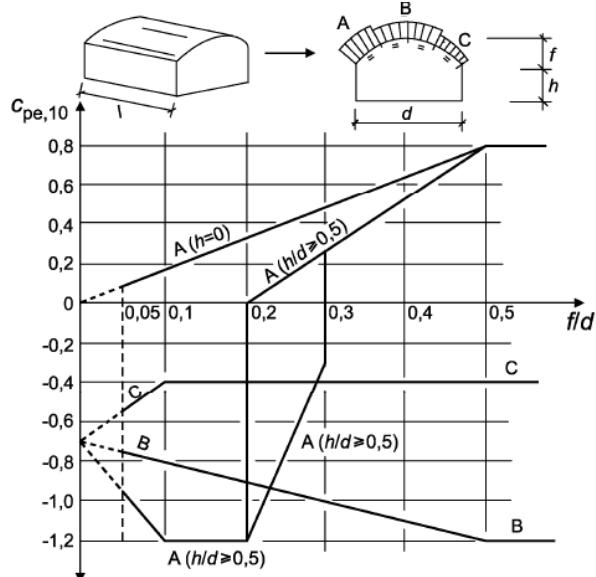
$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe}$$

$q_p(z_e)$  es la presión correspondiente a la velocidad de pico;

$z_e$  es la altura de referencia para la presión exterior, dada en el capítulo 7;

$c_{pe}$  es el coeficiente de presión para la presión exterior, véase el capítulo 7.

El coeficiente de presión exterior  $C_{pe}$ , para la cubierta objeto de estudio, es necesario para obtener la presión  $W_e$  producida en la estructura. Para ello se debe tener en cuenta el tipo de cubierta que tiene la estructura y acudir a la Norma (capítulo 7). El cálculo del  $C_{pe}$  está detallado en el Anexo I.



para  $0 < h/d < 0,5$ ,  $c_{pe,10}$  se obtiene por interpolación lineal

para  $0,2 \leq f/d \leq 0,3$  y  $h/d \geq 0,5$ , se han de considerar los dos valores de  $c_{pe,10}$

El diagrama no es aplicable a cubiertas planas

Imagen 30: Diagrama para obtener el  $C_{pe}$  para cubiertas cilíndricas o abovedadas según la Norma.

Para interpretar la gráfica y poder sacar los valores del  $C_{pe}$  se tiene que entrar en la gráfica con los parámetros geométricos  $h$ ,  $f$  y  $d$  de la estructura. Como  $h/d$  esta entre 0 y 0,5, el  $C_{pe}$  se obtendrá mediante interpolación lineal.

ZONA A	ZONA B
$C_{pe} (h=0) =$	0,25
$C_{pe} (h/d = 0,5) =$	-1,2
<i>Interpolando:</i>	
$C_{pe} (h/d = 0,34) = -0,73565438$	$C_{pe} = -0,4$

Se calcula las presiones del viento sobre la superficie, teniendo en cuenta la expresión anterior:

PRESIÓN DEL VIENTO SOBRE LA SUPERFICIE DE LA CUBIERTA $W_e$ (N/m <sup>2</sup> )	
ZONA A	-387,3
ZONA B	-447,5
ZONA C	-210,6

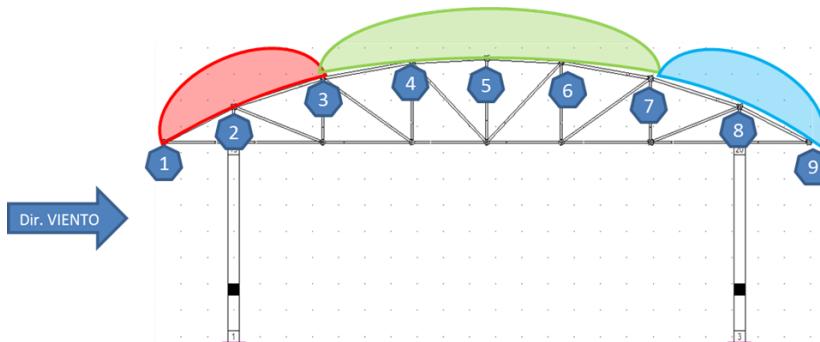


Imagen 31: Esquema de las distintas zonas de presiones exteriores sobre la cubierta en función de la dirección del viento.

La designación de las zonas depende de la dirección del viento. Si el viento fuera en la otra dirección las zonas cambiarían de sentido simétricamente.

Hay que percatarse de que las presiones son negativas ya que el viento produce un fenómeno de succión. La carga va en dirección opuesta del eje Y, es decir hacia arriba, al contrario que el resto de cargas que van hacia abajo.

## 5.5 COMBINACIONES DE ACCIONES

Las cargas comentadas anteriormente (SCU, peso propio, nieve o viento) puede no darse el caso de que sean la situación más desfavorable para la estructura o para alguna parte de ella. Se buscan acciones que actuarán como combinaciones de éstas. Por ejemplo, no tiene sentido alguno que se estudie

los esfuerzos que provoca la SCU sobre la estructura si no se tiene en cuenta que el peso propio que también estará actuando a la vez, ya que es una carga permanente, y será más desfavorable. Ocurre esto mismo con el viento y la nieve, o entre ellas mismas, etc.

De lo que se trata es de estudiar una serie de casos de carga donde se combinen varias acciones, o incluso todas a la vez, con el fin de analizar y encontrar cuál es el caso de carga más desfavorable de todos, y ver si la estructura soporta.

Como nuestra estructura se compone de dos partes diferenciadas, la estructura de los edificios y la zona central de pasarelas, vamos a diferenciar los casos de carga en dos partes. Ya que la zona central de la estructura, que une los dos edificios mediante las pasarelas, está descubierta, por lo que no habrá las mismas cargas actuando que en la zona de los edificios.

Los casos de carga para la estructura de la parte de los edificios:

1. Peso propio y Nieve.
2. Peso propio y SCU.
3. Peso propio y Viento.
4. Peso propio, nieve y SCU.
5. Peso propio, viento, nieve y SCU.

*Nota: En el peso propio también se incluye el peso de la cubierta, no solo de la estructura porticada.*

Para la parte central de la estructura, la parte descubierta de las pasarelas:

1. Peso propio y SCU.
2. Peso propio y nieve.
3. Peso propio, SCU y nieve.

En los Eurocódigos, *Bases de cálculo de estructura (UNE-EN 1990 Junio 2003)*, se establecen las combinaciones de los efectos de las acciones para situaciones permanentes y transitorias (capítulo 6, apartado 4.3.2), y en el Anexo A (Normativo), se presenta el método de los coeficientes parciales y se detallan los coeficientes para las combinaciones de cargas. Con éste método se pretende examinar que no se sobrepasa ningún estado límite cuando se incluyen en los modelos de cálculo los valores de cálculo de las acciones o efectos de acciones y de las resistencias.

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

Donde “+” significa “combinarse con”, “ $\sum$ ” significa “el efecto combinado de”, las acciones permanentes se representan por G (como el peso propio), y las acciones variables por Q (como la nieve, SCU o viento). Según esta norma

las acciones permanentes (G) se mayoran por 1,35 y las variables (Q) por 1,5 a la hora de hacer las combinaciones de cargas.

Para analizar los desplazamientos y las deformaciones producidas en la estructura, se estudia el *estado límite de servicio (ELS)*, que no presenta ningún peligro inminente, y se debe recalcar que la combinación de carga no debe estar mayorada. Únicamente se utilizan los coeficientes parciales para las combinaciones de carga con el fin de analizar los esfuerzos para el *estado límite último (ELU)*, donde sí se produce un colapso de la estructura.

## CASOS DE CARGA EN ELU PARA EL PÓRTICO INTERIOR DE LOS EDIFICIOS (2D)

<b>Caso 1:</b>	Peso propio y Nieve	$1,35*PP + 1,5*N$
<b>Caso 2:</b>	Peso propio y SCU	$1,35*PP + 1,5*SCU$
<b>Caso 3:</b>	Peso propio y Viento	$1,35*PP + 1,5*V$
<b>Caso 3*:</b>	Peso propio y Viento(II)	$PP+1,5*V$
<b>Caso 4:</b>	Peso propio, SCU y Nieve	$1,35*PP + 1,5*(SCU+N)$
<b>Caso 5:</b>	Peso propio, SCU, Nieve y Viento	$1,35*PP + 1,5*(SCU+N+V)$

Nota: *El caso 3 es importante para calcular los esfuerzos sobre las columnas, pero el caso 3\* es el más desfavorable para la cubierta, que es el objeto principal de estudio. El peso propio (PP) no se mayorá ya que en este caso sería una carga favorable para la estructura (contraria a la del viento), y no estaríamos del lado de la seguridad.*

## CASOS DE CARGA EN ELU PARA LA ESTRUCTURA CENTRAL DE PASARELAS (3D)

<b>Caso 1:</b>	Peso propio y Nieve	$1,35*PP + 1,5*N$
<b>Caso 2:</b>	Peso propio y SCU	$1,35*PP + 1,5*SCU$
<b>Caso 3:</b>	Peso propio, SCU y Nieve	$1,35*PP + 1,5*(SCU+N)$

## CASOS DE CARGA EN ELS PARA EL PÓRTICO INTERIOR DE LOS EDIFICIOS (2D)

<b>Caso 1:</b>	Peso propio y Nieve	$PP + N$
<b>Caso 2:</b>	Peso propio y SCU	$PP + SCU$
<b>Caso 3:</b>	Peso propio y Viento	$PP + V$
<b>Caso 4:</b>	Peso propio, SCU y Nieve	$PP + (SCU+N)$
<b>Caso 5:</b>	Peso propio, SCU, Nieve y Viento	$PP + (SCU+N+V)$

## CASOS DE CARGA EN ELS PARA LA ESTRUCTURA CENTRAL DE PASARELAS (2D Y 3D)

<b>Caso 1:</b>	Peso propio y Nieve	PP + N
<b>Caso 2:</b>	Peso propio y SCU	PP + SCU
<b>Caso 3:</b>	Peso propio, SCU y Nieve	PP + (SCU+N)

## 6 CALCULOS REALIZADOS

Como ya se ha comentado antes, para estudiar y analizar la estructura se han implementado dos modelos de estudio diferentes: el pórtico interior 2D y la parte central de la estructura de pasarelas.

Para la realización del modelado y los cálculos se han utilizado los programas CESPLA Y CESTRI. Éstos son unos programas de cálculo de estructuras por el método matricial, y que son de uso exclusivo docente.

Se ha procedido a someter la estructura a los casos de carga nombrados en el epígrafe anterior, para un posterior análisis de tensiones y deformaciones de la estructura para los distintos casos, y para los distintos estados límite.

En los elementos sometidos a compresión se ha tenido en cuenta el efecto de pandeo en las barras, de tal forma que el programa ya nos da un esfuerzo mayorado por un coeficiente que irá en función de los extremos de las barras como se menciona en el apartado 4.2.6 del presente documento.

Además se han realizado también análisis de estabilidad global de la estructura.

Los detalles de los cálculos realizados se pueden observar en detalle en el *Anexo II: ESTUDIO DE ESFUERZOS, TENSIONES Y DEFORMACIONES DE LA ESTRUCTURA*.

## 7 ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS Y CONCLUSIONES

En un primer lugar se van a comentar las conclusiones obtenidas del estudio del primer modelo 2D, donde se simula la parte de los edificios del centro comercial. Y posteriormente se procederán a analizar los resultados y explicación de las conclusiones de la estructura central del centro que sustenta las pasarelas, mediante las simulaciones con el modelo 3D.

## 7.1 CONCLUSIONES RELATIVAS AL MODELO DE LOS PÓRTICOS INTERMEDIOS DE LOS EDIFICIOS

Para los pilares el caso de carga más desfavorable es el caso número 3, donde se combinan la acción del peso propio de la estructura y la acción del viento, ya que éstos estarán sometidos a un esfuerzo de tracción y al ser las columnas de hormigón armado, trabaja mucho peor que a compresión. Pero no vamos a comentar nada más al respecto ya que el principal objeto de proyecto es la estructura metálica que sustenta la cubierta, y para ésta no es el caso de carga más desfavorable. Se puede ver los resultados obtenidos para este caso de carga nº3 en detalle en el Anexo II, apartados 3.1.3 y 4.1.3.

***El caso de carga más que es más desfavorable*** para la estructura metálica que sustenta la cubierta, es decir la cercha, ***es el caso nº 4***, donde se combinan el ***peso propio, la nieve y la SCU***, actuando en el mismo sentido, haciendo así que sea el caso en el que, tanto las columnas como la celosía, se den los esfuerzos y tensiones máximas a soportar por los elementos del pórtico.

A continuación se plasman los detalles de los resultados en los que se basa esta conclusión, donde se puede apreciar los diagramas de esfuerzos axiales y de momentos flectores, además de poder ver en detalle la deformada, tanto para ELS como para ELU.

Para analizar la deformada del pórtico, se procede a analizar en primer lugar el ELS, donde podemos apreciar lo siguiente.

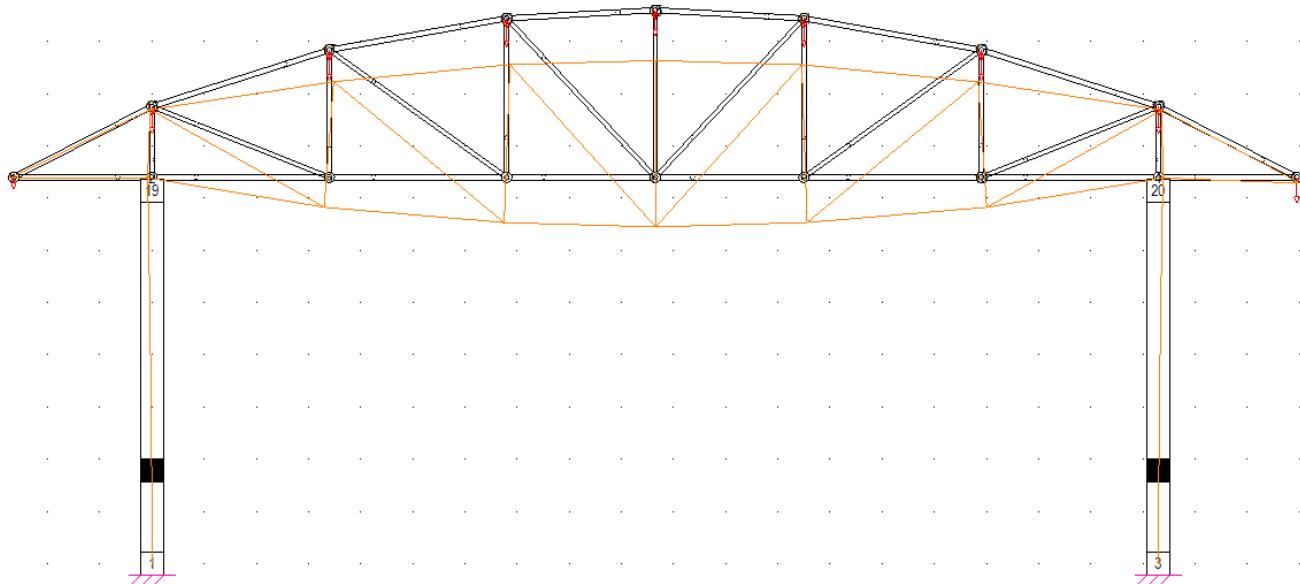


Imagen 32: Deformada del pórtico 2D de los edificios para el caso de carga más desfavorable.

Nota: todas las unidades en N y mm.

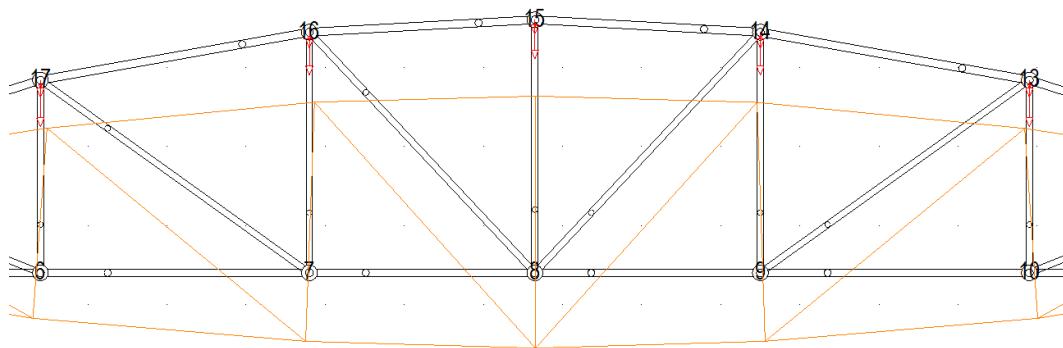
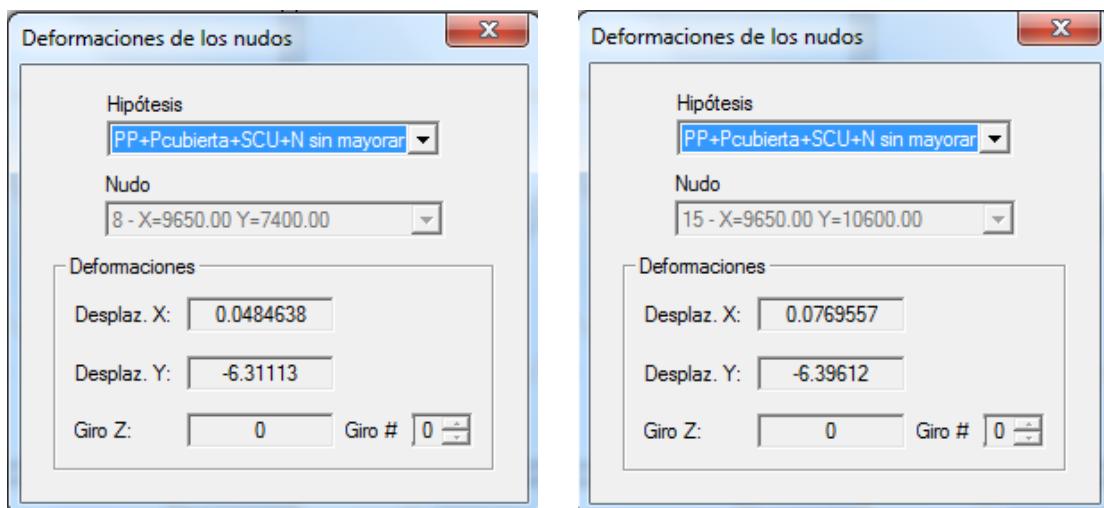


Imagen 33: Detalle de la deformada en la cercha del pórtico 2D de los edificios para el caso de carga más desfavorable.

El desplazamiento máximo está en la parte superior del pórtico, concretamente el máximo lo sufrirán los nudos de la parte central de la celosía (8 y 15), que será el mismo para los dos ya que son ambos nudos del montante central.



Imágenes 34 y 35: Desplazamientos en los nudos 8 y 15.

En cuanto a los esfuerzos axiles que tenemos en este pórtico sometido a el presente caso de carga.

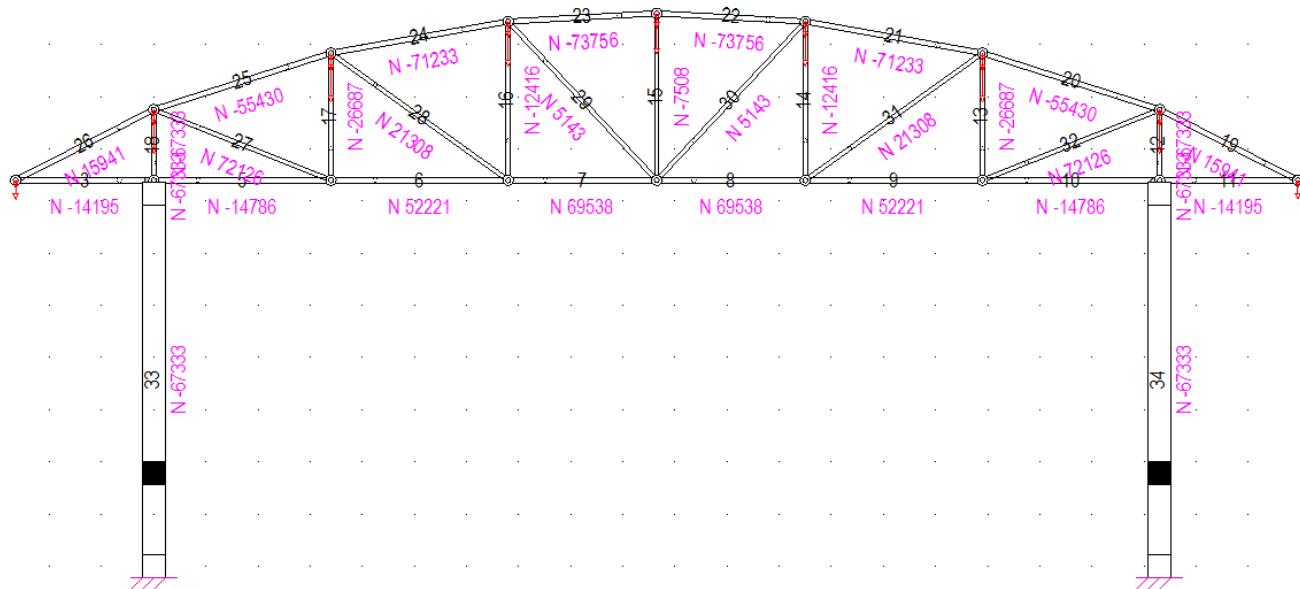
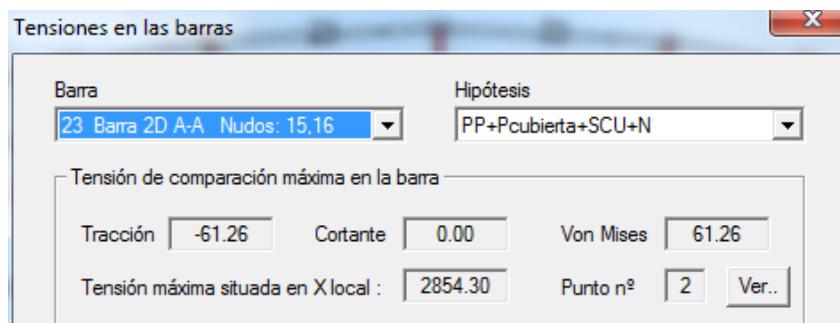
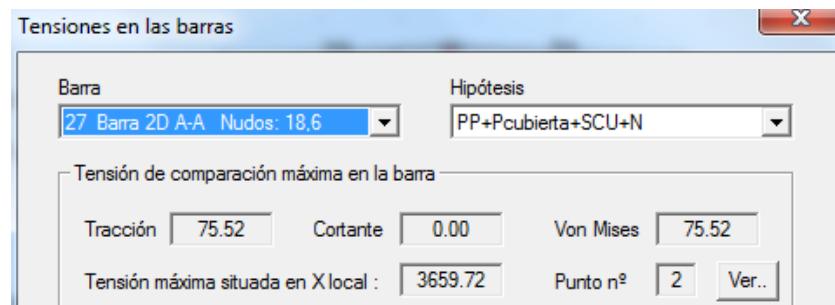


Imagen 36: Diagrama de esfuerzos axiles en el pórtico 2D para el caso de carga más desfavorable.

El esfuerzo de compresión que soportarán las columnas del pórtico será de 67333 N. Además tenemos que el axil máximo lo están soportando las diagonales 27 y 32 (valores iguales), sometidas a una fuerza de tracción de 72126 N. Por otro lado, el esfuerzo de compresión mayor está en los cordones inferiores del dentro de la celosía, en las barras 22 y 23, con - 73756 N (valores iguales).



Imágenes 37 y 38: Tensiones axiles en las barras 27 y 32, y en las barras 22 y 23 (tensiones máximas).

Si nos fijamos en el diagrama de momentos flectores, podemos ver lo que hasta ahora hemos visto.

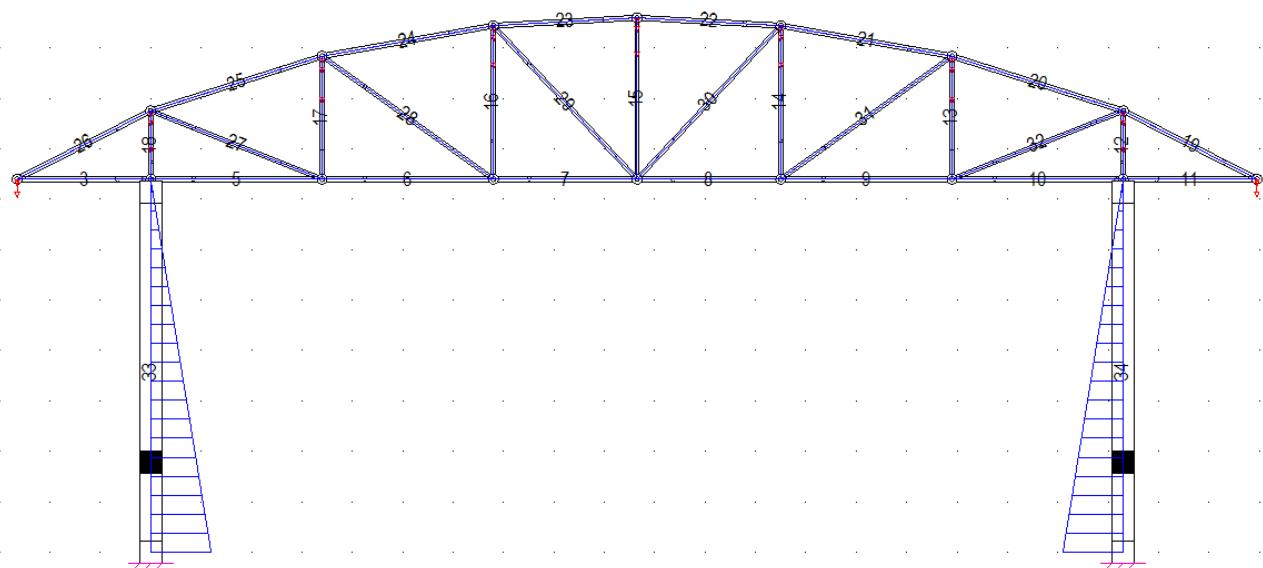
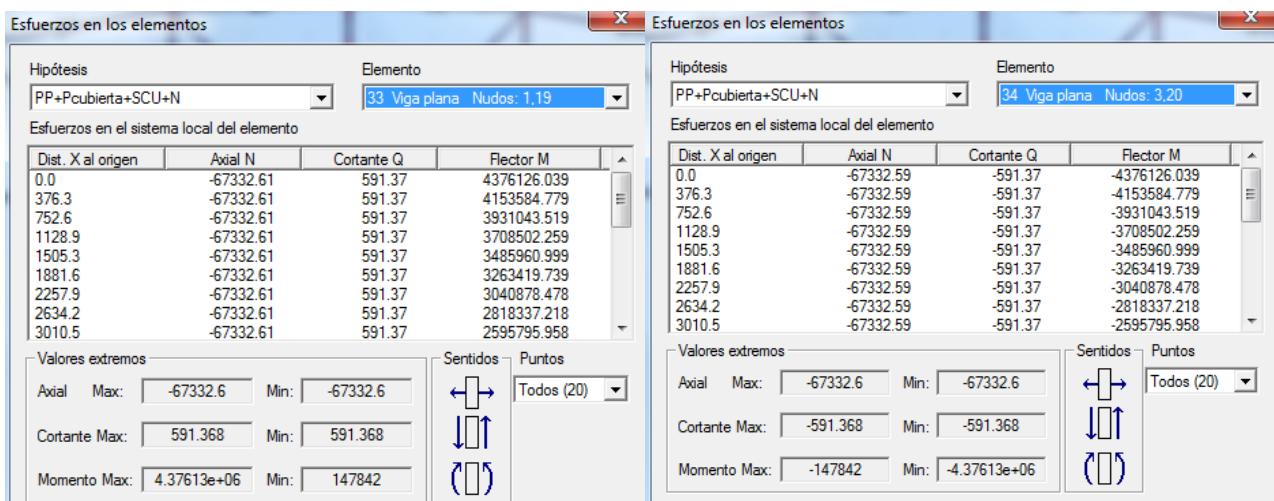


Imagen 39: Diagrama de momentos flectores del pórtico 2D de los edificios para el caso de carga más desfavorable.

Donde el único momento flector se da en las columnas, y es:



Imagenes 40 y 41: Esfuerzos en las columnas de hormigón del pórtico para el caso de carga más desfavorable.

La conclusión es que se ha conseguido modelar un pórtico, mediante el cual estudiamos los efectos de las acciones sobre la parte de los edificios de la estructura de nuestro centro comercial, correctamente de tal forma que la estructura soporta para el caso de combinación de acciones más desfavorable.

La estructura que soporta la cubierta no colapsa, es decir que resiste en buenas condiciones, al caso más desfavorable de combinación de carga. Ya que al realizar el cálculo y análisis de los resultados para el ELU, ningún elemento de la estructura está sometido a una tensión mayor a su límite elástico. Por lo que la estructura será perfectamente estable.

Además, esta conclusión se va a contrastar con el cálculo de estabilidad estática del pórtico para este caso de carga.

Para ver el cálculo de estabilidad detallado acudir al capítulo 5 del Anexo II.

El cálculo de estabilidad de la estructura, en este caso más concretamente del pórtico 2D de los edificios, consiste en la determinación del valor de la carga crítica de estabilidad elástica global de toda la estructura bajo la acción de las cargas aplicadas sobre ella, y del modo de colapso correspondiente. Este cálculo se efectúa para todas las hipótesis de carga definidas.

El valor obtenido corresponde a la relación entre la carga de estabilidad elástica de la estructura y el valor de las cargas actuantes sobre ella. Esto quiere decir que el fallo por inestabilidad global se producirá cuando el sistema de cargas aplicado se multiplique por el valor de la carga de estabilidad calculada.

Se van a plasmar los resultados de los coeficientes de relación entre la carga de colapso por inestabilidad elástica global con el valor de las cargas reales aplicadas.

RELACIÓN DE CARGA DE ESTABILIDAD DEL PORTICO DE LOS EDIFICIOS	
CASO 1: Peso propio + Nieve	171'857
CASO 2: Peso propio + SCU	78'458
CASO 3: Peso propio + Viento	115'619
CASO 4: Peso propio + SCU + Nieve	59'686
CASO 5: Peso propio + SCU + Nieve + Viento	147'635

Como en todos los casos de carga estudiados, el coeficiente de la relación de carga de estabilidad del pórtico da como resultado un valor absoluto mayor de 1, no se producirá el colapso global del pórtico por lo que el pórtico no pandeará globalmente y la estructura será estable.

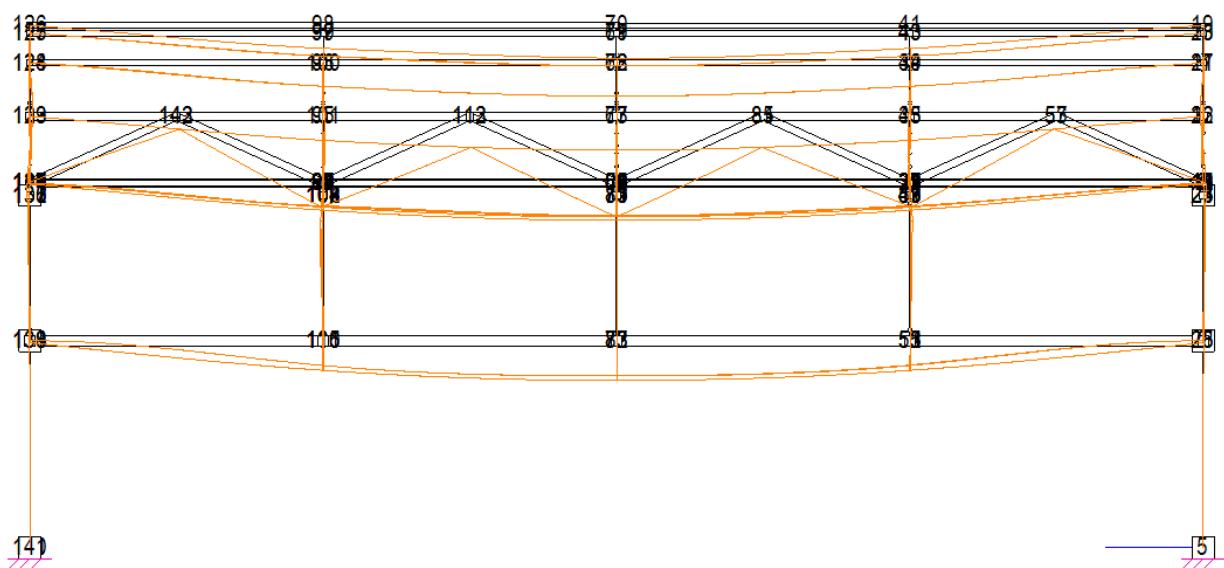
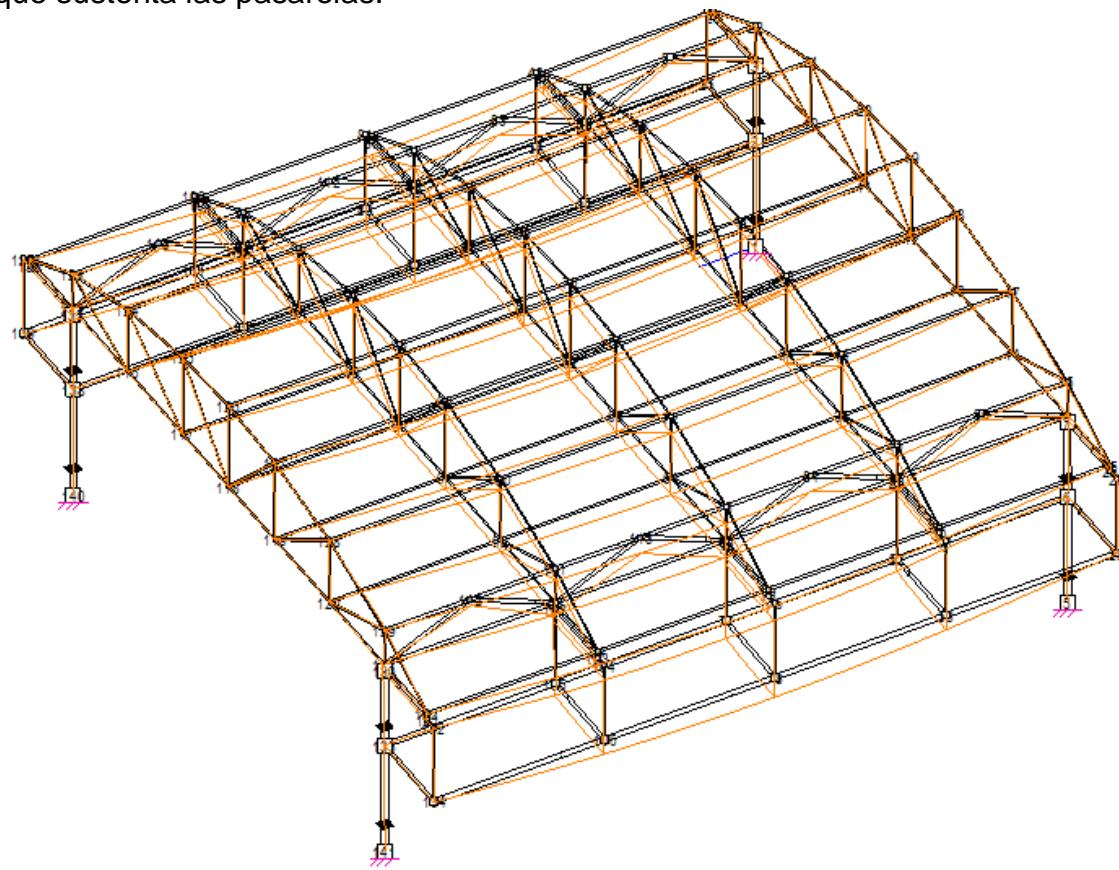
## 7.2 CONCLUSIONES RELATIVAS AL MODELO DE LA ESTRUCTURA DE SOPORTE DE LAS PASARELAS

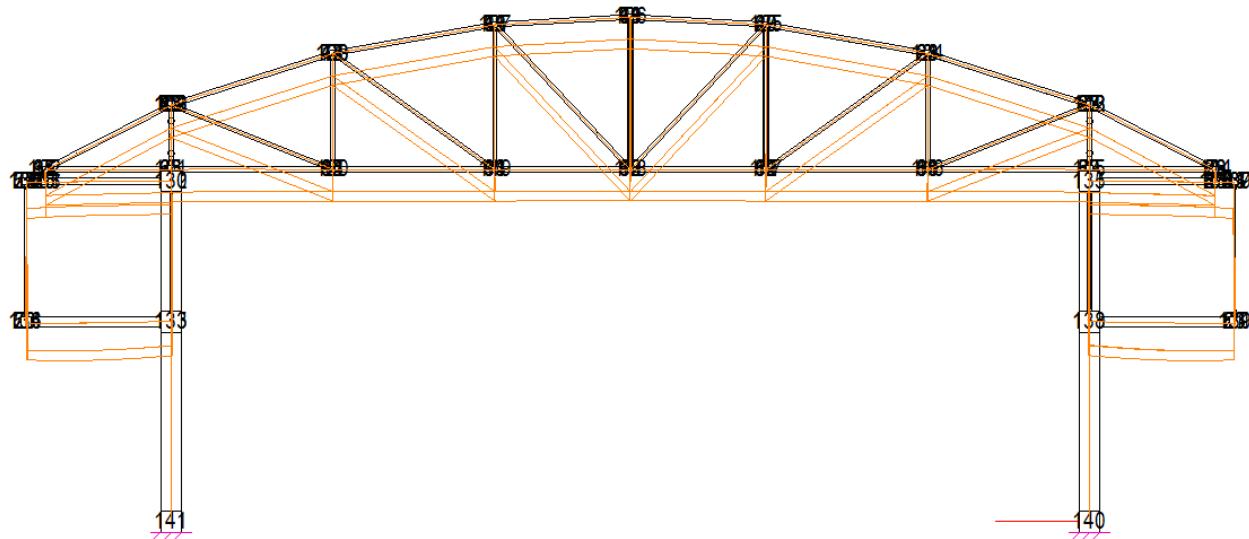
Para todo el conjunto de esta parte de la estructura, **el caso de combinación de carga más desfavorable el caso nº3**, donde se combina el peso propio, la SCU y la carga de nieve. Éste y el resto de los casos se pueden observar en el Anexo II.

Para toda la estructura, desde los pilares, cercha y vigas hasta los elementos de pasarela, el caso nº 3 es el caso de carga que produce unas tensiones más desfavorables.

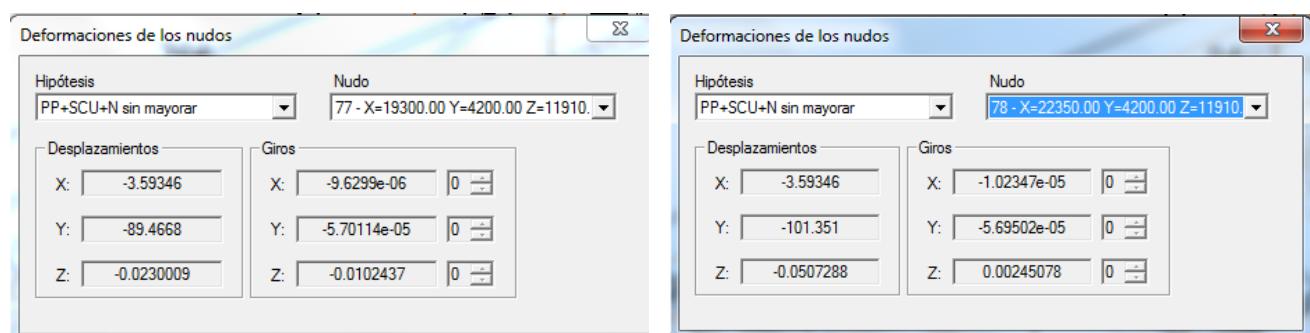
A continuación se plasman los detalles de los resultados en los que se basa esta conclusión, donde se puede apreciar los diagramas de esfuerzos axiales y de momentos flectores para ELU, además de poder ver en detalle la deformada en el ELS.

Estudiando el ELS podemos analizar la deformada de la estructura central que sustenta las pasarelas.





Imágenes 42, 43 y 44: Deformada de la estructura central en 3D, y en su alzado y perfil, para el caso de carga más desfavorable.



Imágenes 45 y 46: Desplazamientos máximos de los nudos que más se desplazan de la estructura (77 y 78, que son los nudos de la viga IPE 220 que sustenta el tablero de la pasarela del pórtico central).

En cuanto a los esfuerzos axiles que se dan en esta estructura debidos a la actuación del presente caso de carga nº3, que como ya hemos mencionado es el más desfavorable, tenemos lo siguiente.

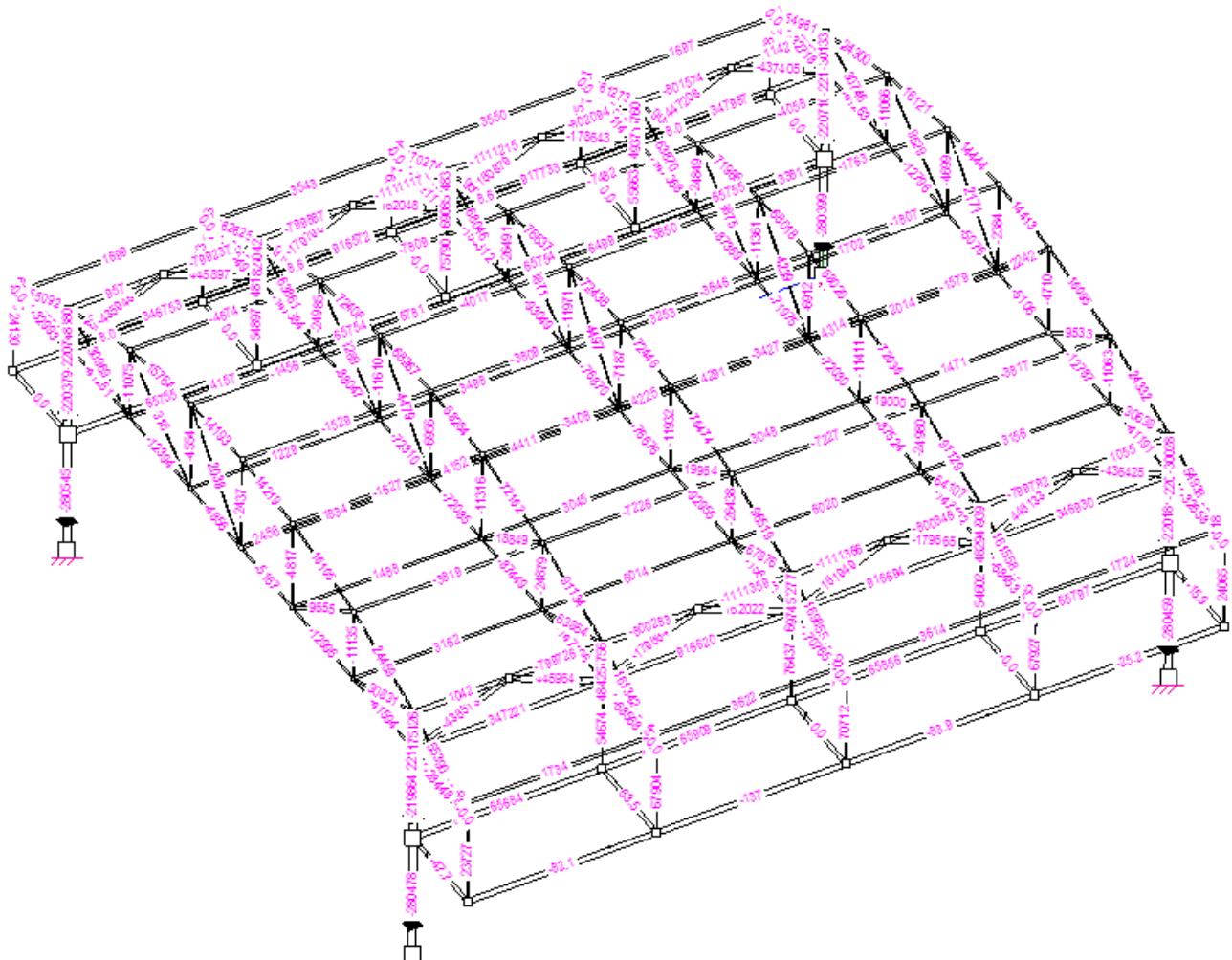


Imagen 47: Diagrama de esfuerzos axiles en la estructura central 3D el para el caso de carga más desfavorable.

Se va a ir desglosando los resultados de tensiones obtenidos por partes, como se ha realizado en el apartado anterior: las columnas, la cercha, las correas, las vigas Warren y por último las pasarelas. Debemos tener en cuenta que en todos los casos de carga el modelo de la estructura será simétrico.

Las columnas soportan una fuerza de compresión máxima, en sus partes inferiores, de -280478 N.

La cercha en la que más esfuerzos soportan sus barras es la cercha del pórtico central. En esta imagen se puede apreciar mejor los esfuerzos axiles a los que están sometidas las barras de la cercha central.

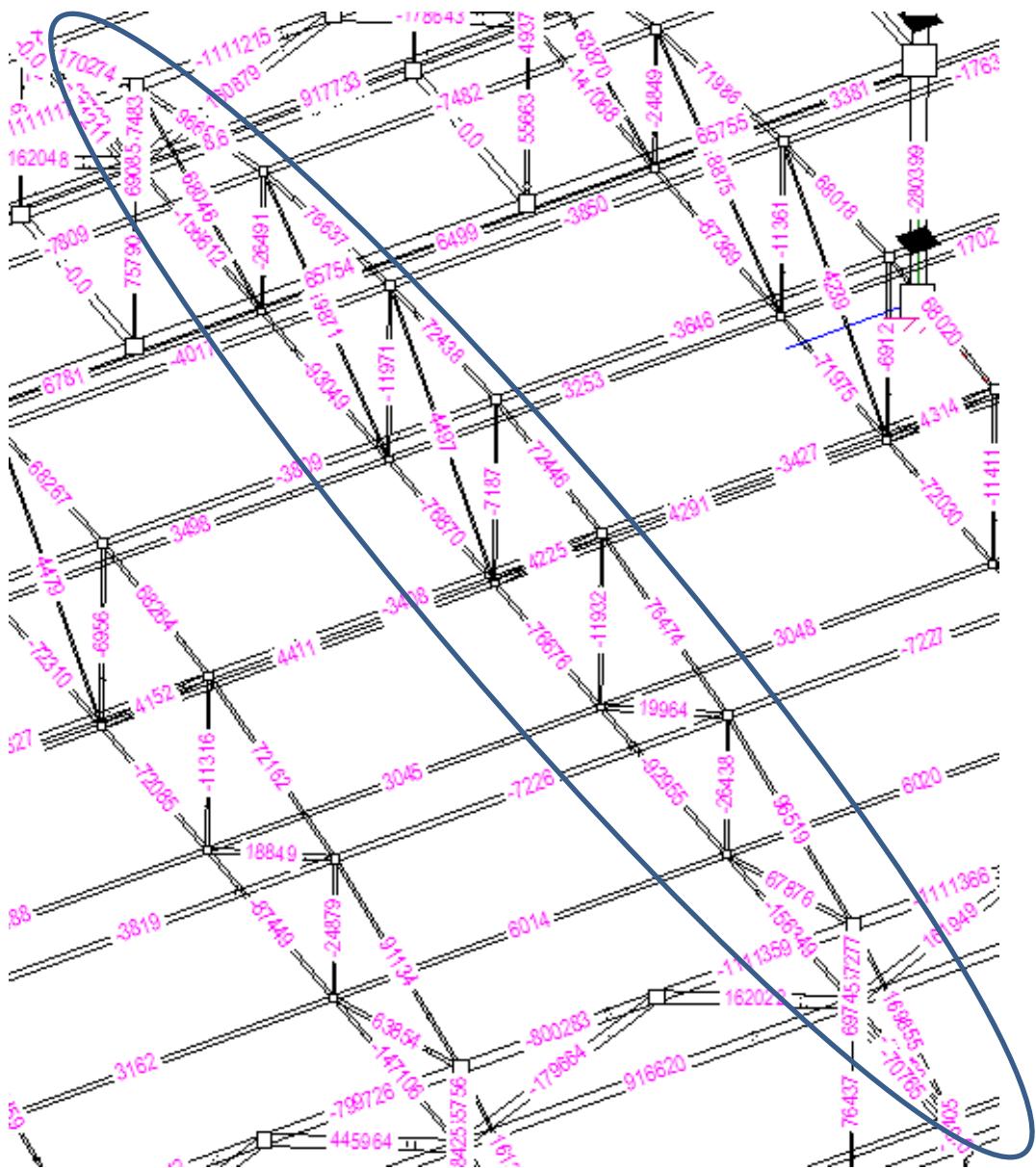
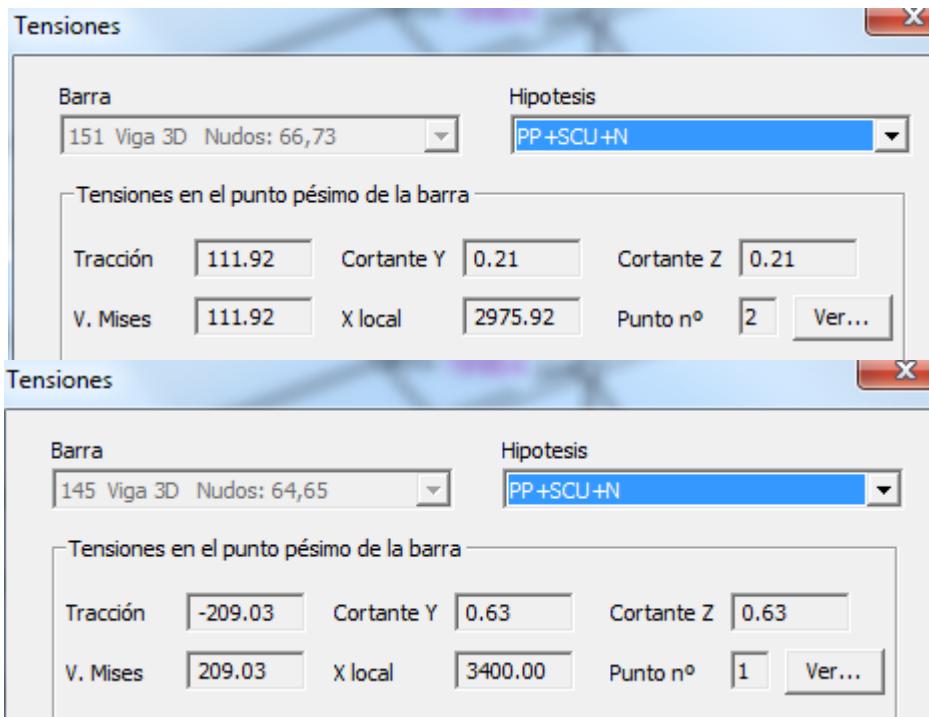


Imagen 48: Detalle de la celosía que soporta los mayores esfuerzos axiales de la estructura central 3D.

En esta celosía, la tensión axial de tracción máxima se da en las barras 147 y 151, con un valor de 169855 N. Estas barras son los cordones superiores de los extremos de la cercha. Añadir además, que la tensión de compresión máxima se da en las barras 140 y 145, que son los cordones inferiores que se pueden apreciar en la siguiente imagen, con una axial de compresión de -156349 N.



Imágenes 49 y 50: Tensiones axiles en las barras 147 y 151, y en las barras 140 y 145 (tensiones máximas) para el caso de carga más desfavorable.

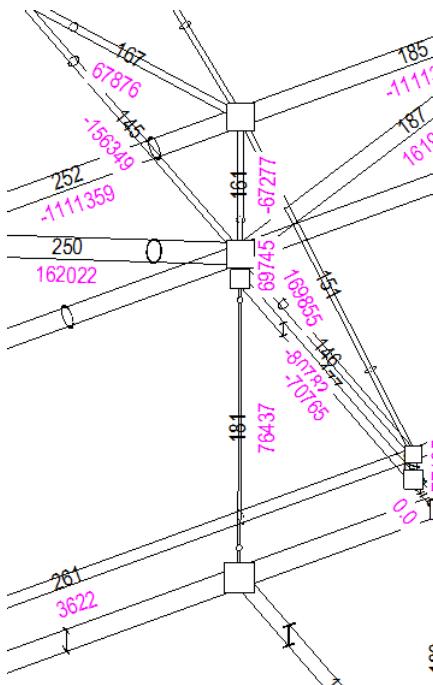
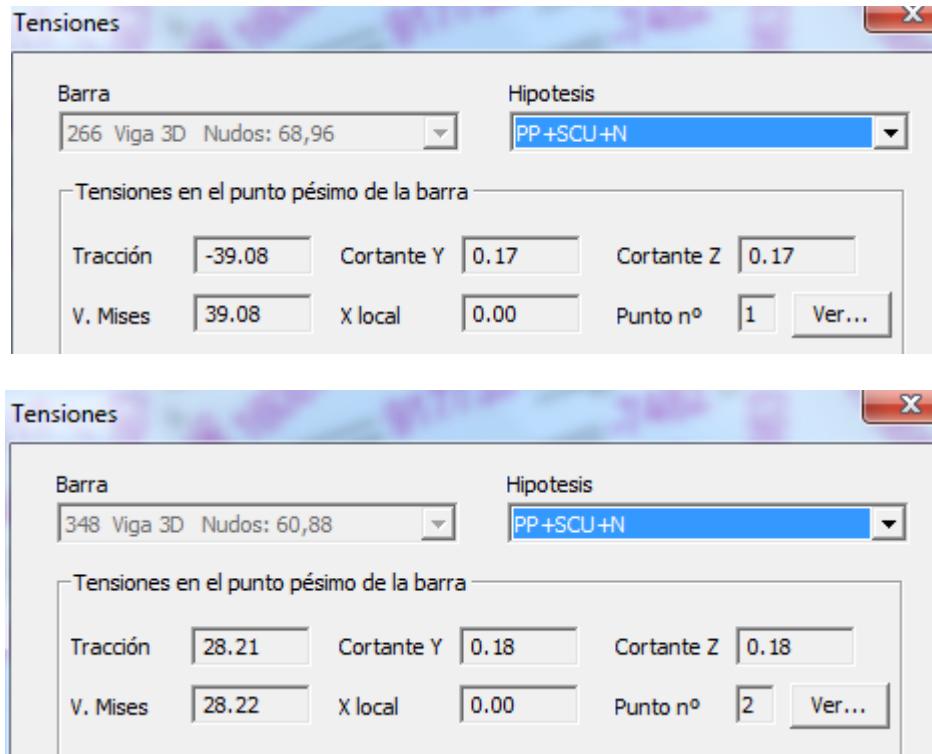


Imagen 51: Detalle de la estructura central 3D donde se dan los mayores esfuerzos axiles para el caso de carga más desfavorable.

En cuanto a las correas, hay que decir que las que unen los nudos superiores de los pórticos están sometidas a un esfuerzo de compresión, cuyo valor máximo será -7808 N, que se da en las correas que unen el pórtico central con sus contiguos. En las correas inferiores pasa parecido, el valor máximo de tensión axial a tracción se dará en las correas que unen el pórtico central con los contiguos. Dicho valor máximo de esfuerzo axial será de 6781 N. Vamos a ver que tensiones producen estos esfuerzos.



Imágenes 52 y 53: Esfuerzos máximos axiles que se dan en las correas de la estructura central 3D para el caso de carga más desfavorable.

Como todas las correas poseen las mismas propiedades, basta con analizar las correas donde se dan los máximos valores de tracción y compresión para ver si éstas soportarán los esfuerzos producidos por el caso de carga.

La viga Warren se puede apreciar con claridad desde el perfil de la estructura. En la siguiente imagen sólo se muestra media viga, ya que al ser muy larga no se ve con gran detalle entera. Además añadir que los resultados de esfuerzos en las barras son simétricos respecto a su eje central, que coincide con el pórtico central de la estructura, al igual que su geometría. Es por ello por lo que podemos seccionar la viga Warren y ver claramente cuáles son los esfuerzos a los que está sometido cada uno de sus elementos.

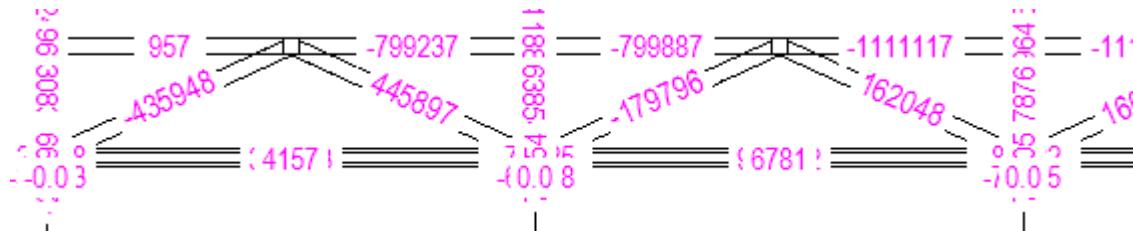
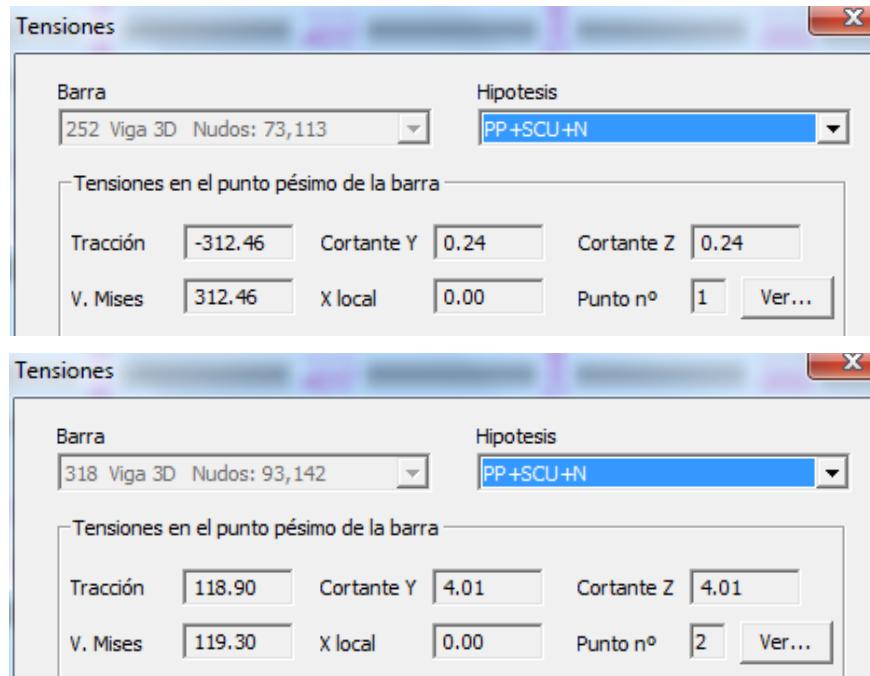


Imagen 54: Detalle de los esfuerzos en los elementos de las vigas Warren de la estructura central 3D para el caso de carga más desfavorable.

Como era de prever, los cordones superiores estarán comprimidos, excepto los más de los extremos, donde se da el valor máximo de compresión que será de -1111117 N. Por otra parte los cordones inferiores estarán sometidos a tensión de tracción, aunque no es aquí donde se dará el axil

máximo. El esfuerzo de tracción máximo se da en una de sus diagonales, entre los pórticos exteriores y los siguientes, con un valor de 445897 N.

*Nota: todos los elementos de la viga Warren; cordones y diagonales, poseen las mismas características geométricas y físicas, excepto los montantes que se analizan junto a las cerchas de pórticos, ya que forman parte de ellos.*



Imágenes 55 y 56: Esfuerzos axiles máximos en las barras de la viga Warren que más carga soportan para el caso más desfavorable de carga.

Para terminar de examinar los resultados de los esfuerzos axiles, se va a centrar la atención en las pasarelas, las vigas que las componen y las barras mediante las que se sustentan a la cercha

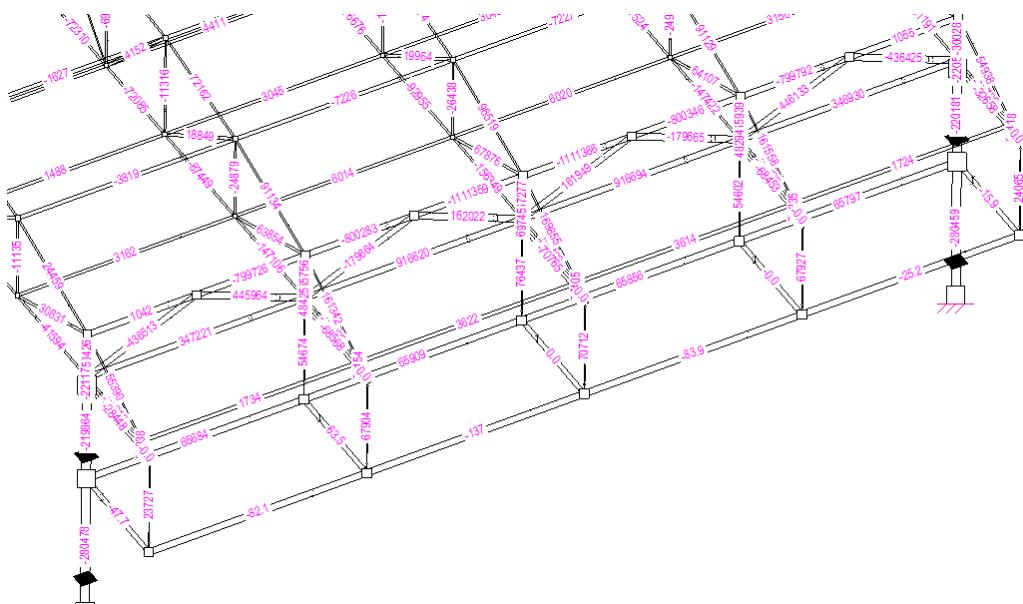
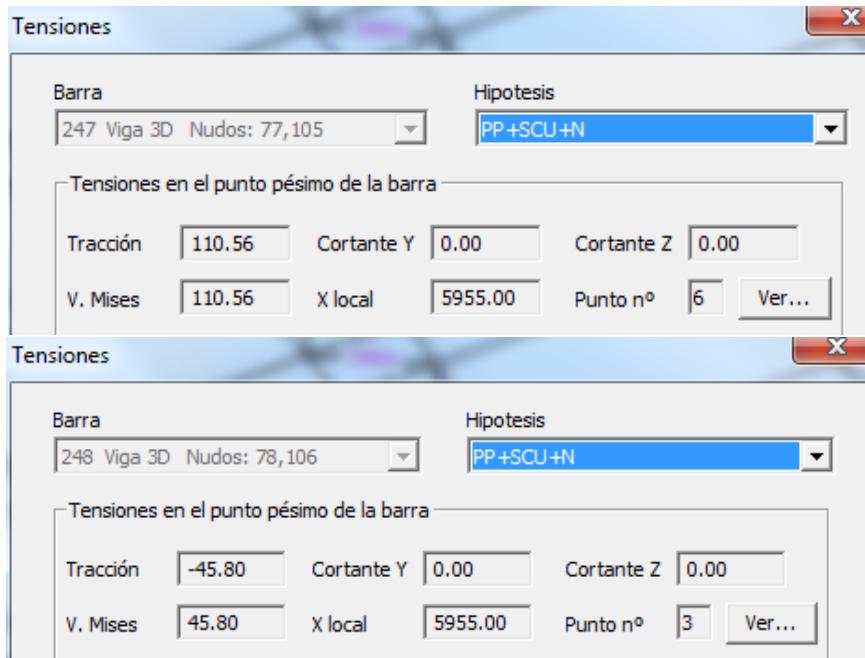


Imagen 57: Detalle del diagrama de esfuerzos axiles sobre la pasarela para el caso de carga más desfavorable.

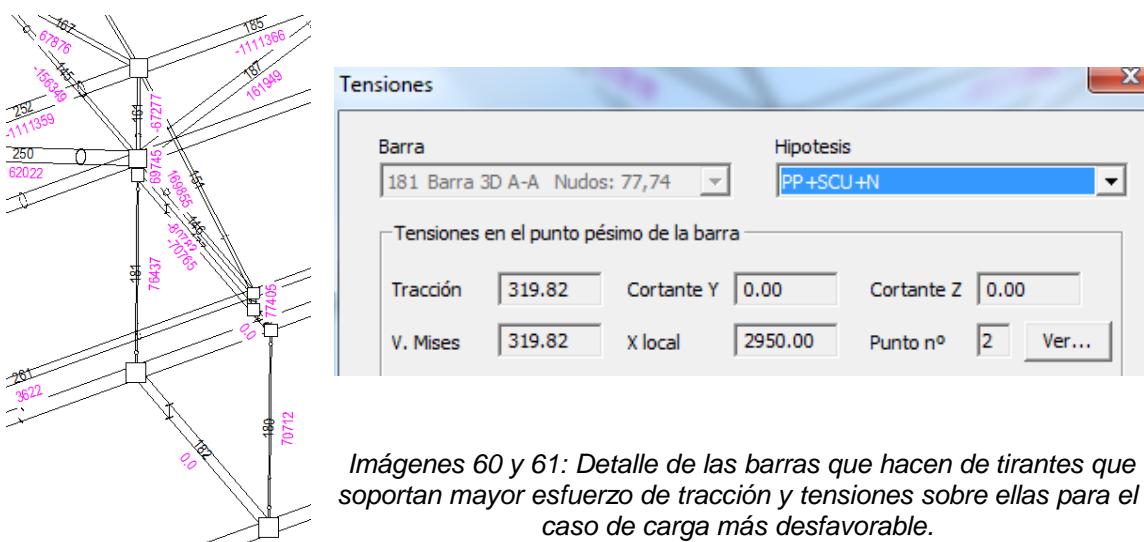
El valor máximo de esfuerzo axial de tracción que soportan las vigas IPE de la pasarela son 65909 N aproximadamente, y el de compresión es tan solo -137 N.



Imágenes 58 y 59: Tensiones máximas que se dan sobre las vigas IPE más cargadas de las pasarelas para el caso de carga más desfavorable.

De las barras que, haciendo las veces de tirantes, sujetan la pasarela a la cercha, las que están sometidas a un mayor esfuerzo axial de tracción, como es lógico, son las que están en el pórtico central y a su vez sujetando la zona central de la pasarela. El valor máximo de fuerza axial a tracción que resulta es de 76437 N.

*Nota: todas estas barras que sujetan las pasarelas son de iguales propiedades geométricas y físicas, por lo que bastará con analizar la que mayor esfuerzo está soportando.*



Imágenes 60 y 61: Detalle de las barras que hacen de tirantes que soportan mayor esfuerzo de tracción y tensiones sobre ellas para el caso de carga más desfavorable.

Como conclusión general de los resultados de esfuerzos axiles, se ha podido comprobar que ningún elemento de la estructura soporta una tensión superior a su límite elástico, por lo que la estructura será estable y soportará sin colapsar en el ELU.

En cuanto a los momentos flectores, hemos de tener presente los momentos flectores en ambos ejes, ya que este modelo se trata de una estructura 3D. Es por ello que analizaremos tanto los momentos flectores en el eje Y como en el eje Z. Primeramente analizaremos los momentos flectores con respecto al eje Y, y por último con respecto al eje Z.

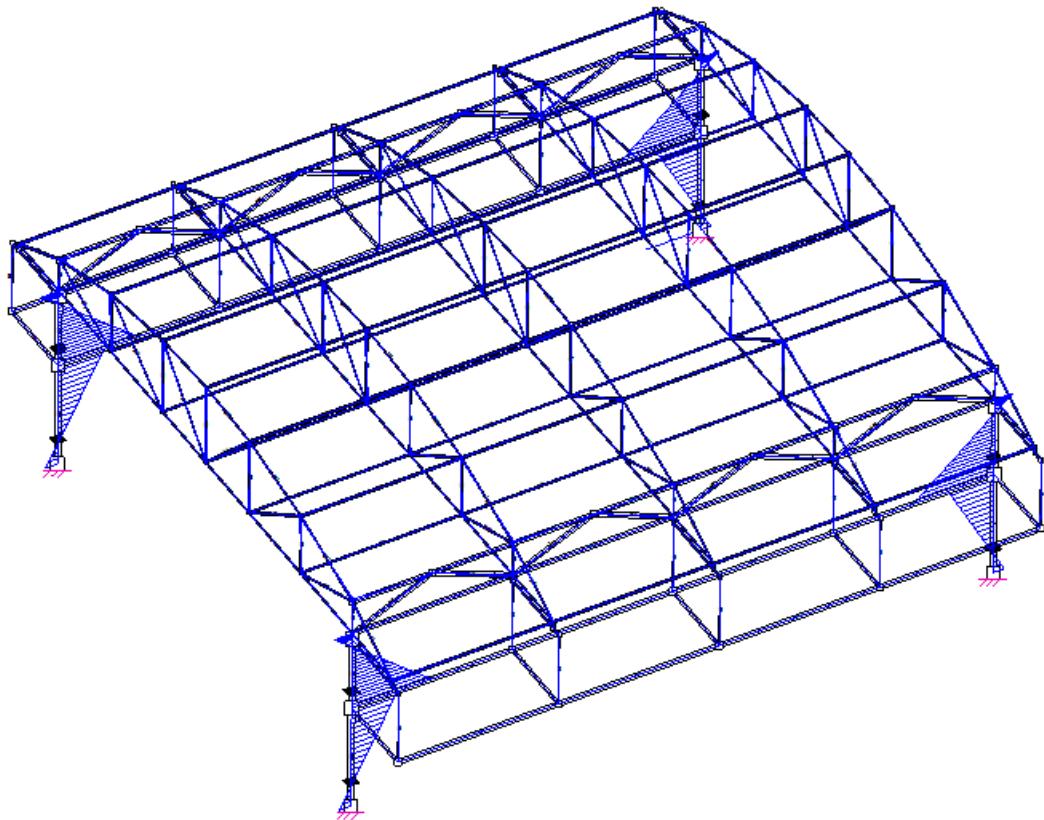


Imagen 62: Diagrama de momentos flectores respecto al eje Y de la estructura central 3D para el caso de carga más desfavorable.

Nota: Los diagramas de momentos flectores respecto al eje Y estarán representados en azul y los momentos respecto al eje Z en morado.

Como se puede apreciar, tenemos momentos flectores en Y significativos en las columnas de la estructura y que sustentan la pasarelas, ya que son las únicas partes que se unen mediante empotramientos. El resto de la estructura es articulada. Este tipo de estructura trabaja a axil, por lo que los momentos son prácticamente despreciables, aunque estén sometidas a un pequeño momento debido a su propio peso.

El valor absoluto de los momentos son los mismos en las 4 columnas, por lo que con analizar los esfuerzos en una de ellas basta.

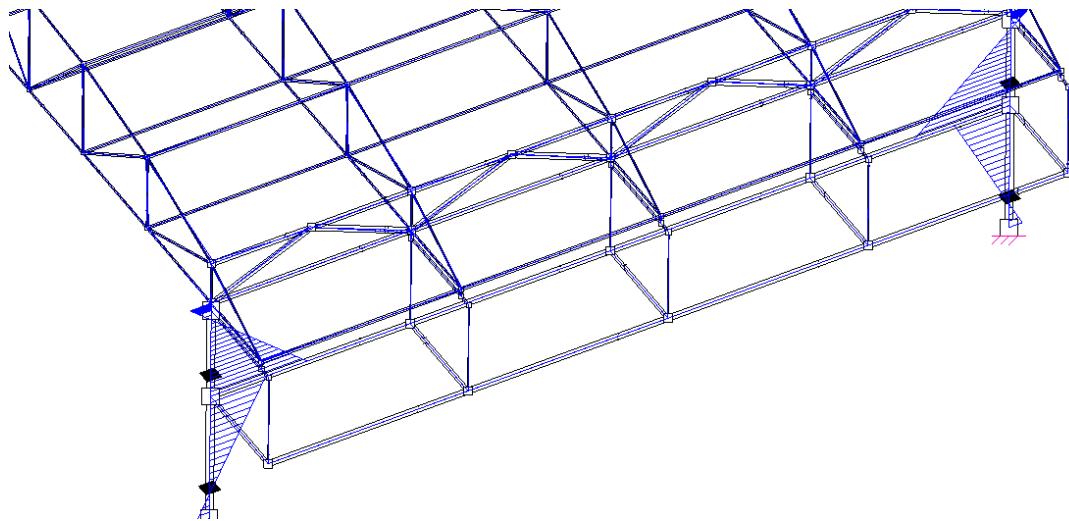
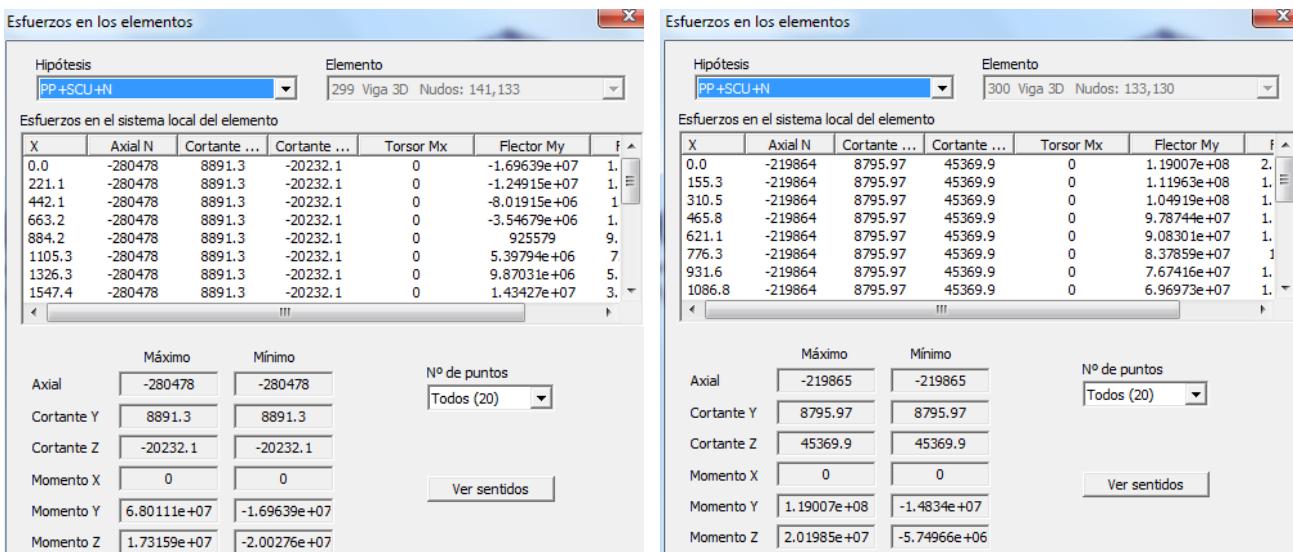


Imagen 63: Detalle del diagrama de momentos flectores en Y sobre las columnas para el caso de carga más desfavorable.

Nota: Las columnas se subdividen en dos partes, desde el suelo hasta la pasarela y desde la pasarela a la parte superior de la columna, unidas rígidamente entre ellas.



Imagenes 64 y 65: Esfuerzos en las columnas de hormigón del pórtico para el caso de carga más desfavorable.

En estas imágenes, se puede observar también el valor de los momentos flectores en el eje Z además de en el Y. Por lo que ahora se analizarán el resto de elementos de la estructura en cuanto a los momentos flectores en Z.

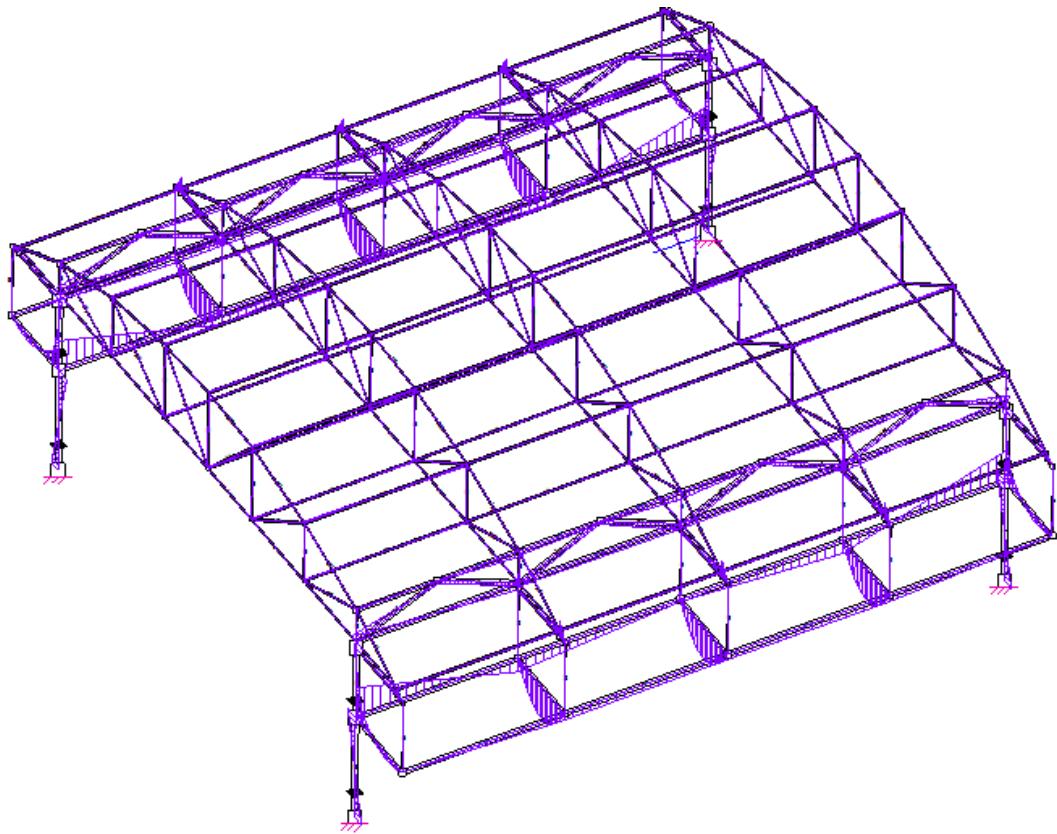


Imagen 66: Diagrama de momentos flectores respecto al eje Z de la estructura central 3D para el caso de carga más desfavorable.

Como se puede ver en el diagrama de momentos en Z, los valores más significativos los encontramos en las vigas IPE que sustentan las pasarelas. Cabe recalcar que al ser simétrica la estructura y los esfuerzos, se va a analizar una parte de la estructura, analizando así por consiguiente toda ella en su totalidad.

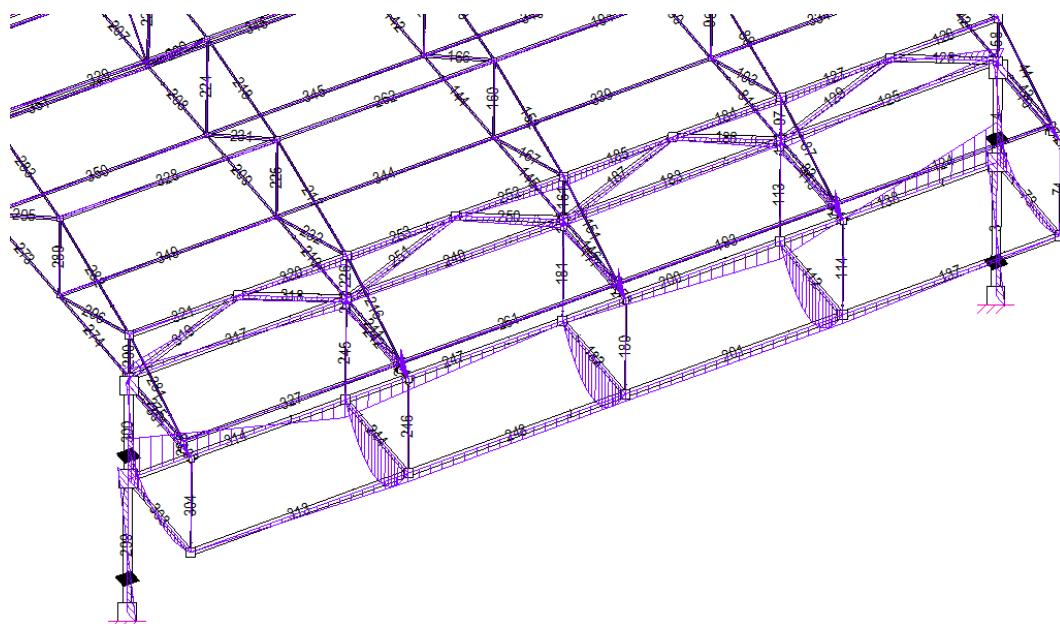
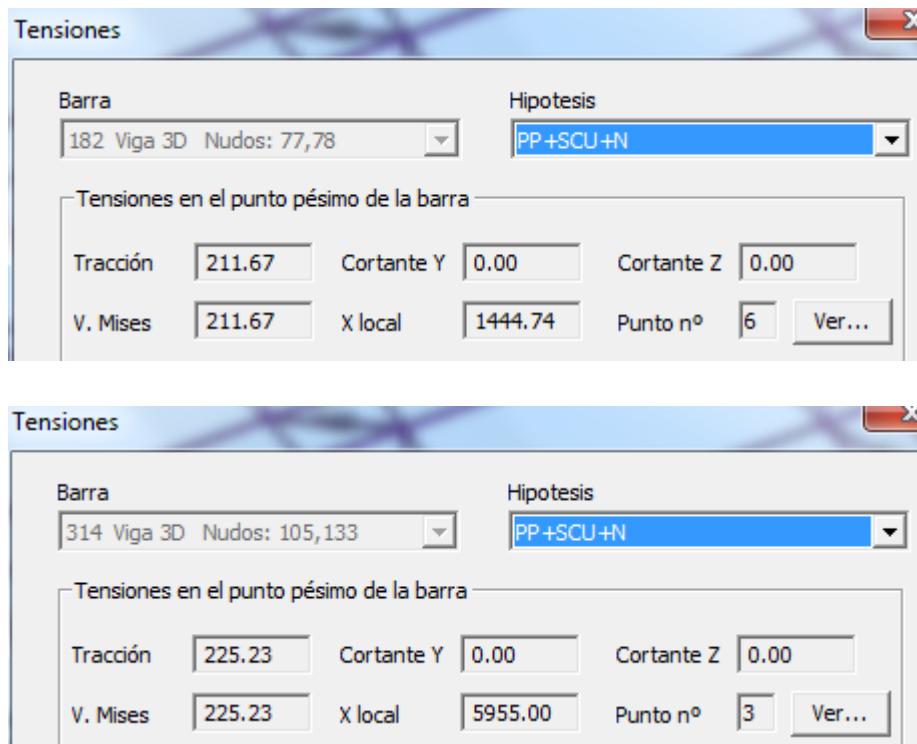


Imagen 67: Detalle del diagrama de momentos flectores en Z sobre las columnas para el caso de carga más desfavorable.

Los momentos más significativos los encontramos en la viga IPE central de la pasarela (182), con un valor de  $5.33122 \times 10^{+07}$  Nmm, además de las vigas IPE longitudinales que unen los pórticos exteriores con los centrales (138 y 314) con un momento máximo de  $2.26551 \times 10^{+07}$  Nmm y uno mínimo de  $-5.0955 \times 10^{+07}$  Nmm. Éstos producirán unas tensiones en barra que podemos ver a continuación.



Imágenes 68 y 69: Tensiones máximas sobre las vigas de la pasarela 182, 138 y 314 para el caso de carga más desfavorable.

La conclusión es que se ha conseguido modelar una estructura tridimensional, mediante la cual estudiamos los efectos de las acciones sobre la parte central de la estructura de nuestro centro comercial, que une los edificios y a su vez sustenta las dos pasarelas, correctamente de tal forma que la estructura soporta para el caso de combinación de acciones más desfavorable.

La estructura central que sustenta las pasarelas no colapsa, es decir que resiste en buenas condiciones, al caso más desfavorable de combinación de carga. Ya que al realizar el cálculo y análisis de los resultados para el ELU, ningún elemento de la estructura está sometido a una tensión mayor a su límite elástico. Por lo que la estructura será perfectamente estable y está bien diseñada.

Además, esta conclusión se va a contrastar con el cálculo de estabilidad estática del pórtico para este caso de carga.

Para ver el cálculo de estabilidad detallado acudir al capítulo 5 del Anexo II.

Como se ha comentado anteriormente el cálculo de estabilidad de la estructura consiste en la determinación del valor de la carga crítica de estabilidad elástica global de toda la estructura bajo la acción de las cargas aplicadas sobre ella, y del modo de colapso correspondiente. Este cálculo se efectúa para todas las hipótesis de carga definidas.

El valor obtenido corresponde a la relación entre la carga de estabilidad elástica de la estructura y el valor de las cargas actuantes sobre ella. Esto quiere decir que el fallo por inestabilidad global se producirá cuando el sistema de cargas aplicado se multiplique por el valor de la carga de estabilidad calculada.

Se hizo un primer análisis de estabilidad elástica con el mismo modelo utilizado para los cálculos de flecha y resistencia que no dio resultados satisfactorios en el análisis de estabilidad, debido a que no tenemos en cuenta la losa de hormigón de las pasarelas, ya que con el programa CESTRI no podemos introducirla de ninguna forma.

A la vista de que estos resultados no son satisfactorios, se procederá a realizar una modificación en lo que serían los tableros de las pasarelas, ya que estos en realidad son losas de hormigón, que harían el de arriostramientos de las pasarelas y en esta estructura no se está considerando tal losa. Por lo que se introdujeron unas cruces de San Andrés, formadas por vigas UPN 80, en la zona de los tableros de las pasarelas de tal forma que consigamos simular el efecto de los arriostramientos de la losa de hormigón.

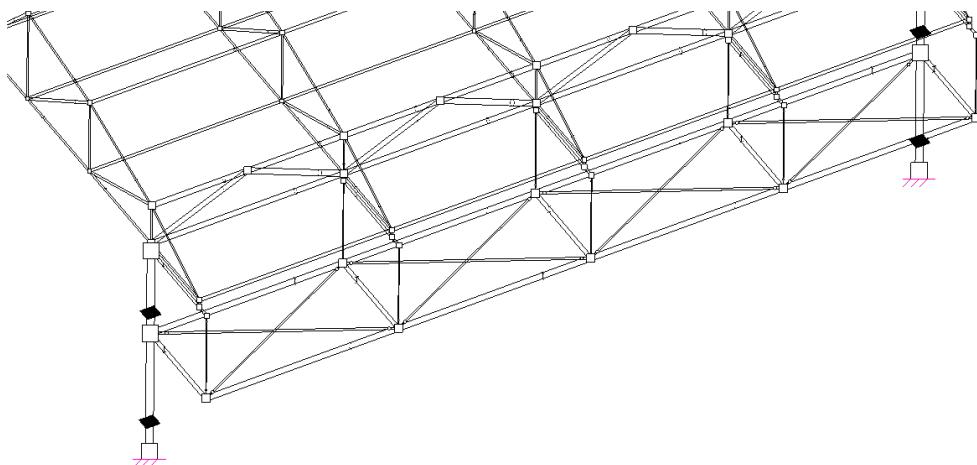


Imagen 70: Detalle de la modificación sobre la estructura de las pasarelas, en las cuales se añaden cruces de San Andrés para hacer el efecto de arriostramientos de la pasarela.

Con esta solución logramos estabilizar la estructura como se puede apreciar en los siguientes resultados de relación de carga de estabilidad.

Se van a plasmar los resultados de los coeficientes de relación entre la carga de colapso por inestabilidad elástica global con el valor de las cargas reales aplicadas para la parte central de la estructura que sustenta las pasarelas del centro.

---

**RELACIÓN DE CARGA DE ESTABILIDAD DE LA ESTRUCTURA CENTRAL**


---

<b>CASO 1:</b> Peso propio + Nieve	113.38
<b>CASO 2:</b> Peso propio + SCU	3.31
<b>CASO 3:</b> Peso propio + SCU + Nieve	3.21

---

Como en todos los casos de carga estudiados, el coeficiente de la relación de carga de estabilidad del pórtico da como resultado un valor absoluto mayor de 1, no se producirá el colapso global de la estructura central por lo que ésta no pandeará globalmente y la estructura será estable.

## 8 BIBLIOGRAFÍA

- “*NEW ARCHITECTURE – Shopping Malls*”, volumen 10 de la editorial Atrium.
- (UNE 157001:2002) - *Criterios Generales para la realización de proyectos*.
- (UNE-EN 1991-1) - Eurocódigo 1: *Acciones en estructuras*.
  - o (UNE-EN\_1991\_1\_1\_2003) - Eurocódigo 1, Parte 1-1: *Acciones generales. Pesos específicos, pesos propios y sobrecargas de uso en edificios*.
  - o (UNE-EN\_1991\_1\_3\_2004) - Eurocódigo 1, Parte 1-3: *Acciones generales. Cargas de nieve*.
  - o (UNE-EN\_1991\_1\_2007) - Eurocódigo 1, Parte 1-4: *Acciones generales. Acciones de viento*.
- (UNE-EN 1993-1-1) - Eurocódigo 3 - *Proyecto de Estructuras de Acero*, parte 1-1: *Reglas generales y reglas para edificios*.
- *Código Técnico de la Edificación (CTE)*, documento básico de Seguridad Estructural – Acero (SE-A).
- Tabla de perfiles metálicos de la Norma Básica de Edificación para Estructuras de Acero (*NBE EA-95 – Anexo 2*).
- Catálogo comercial de paneles aislantes y cubiertas “*Kingspan*”.