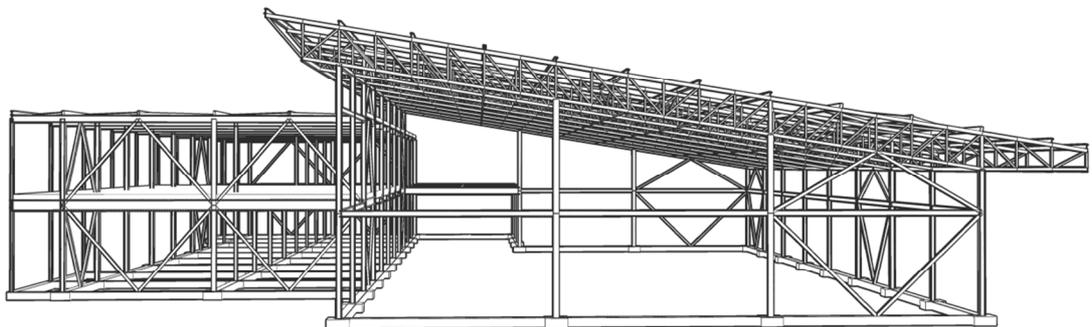
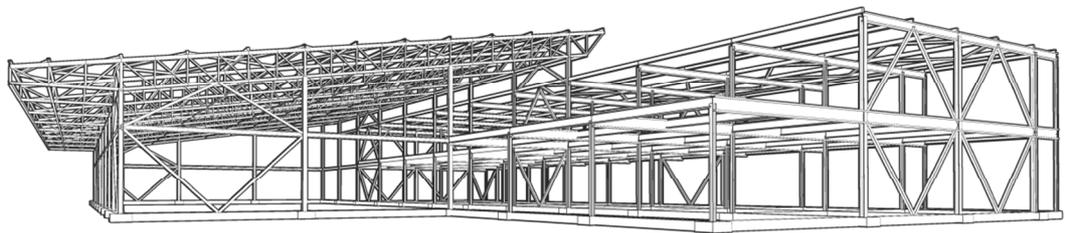


**TFG**

ETSAV UPV 2015-2016



# **DISEÑO Y CÁLCULO DE UNA ESTRUCTURA METÁLICA PARA UNA PISCINA CUBIERTA**



**ALUMNO: MENDOZA PÉREZ, MANUEL**

**TUTOR: PARDO ROS, JOSÉ LUIS**

## RESUMEN

Este Trabajo Final de Grado consiste en el **Diseño y Cálculo de la Estructura Aérea Metálica de una Piscina Cubierta**, con la capacidad de cumplir los requisitos de resistencia, rigidez, estabilidad y durabilidad que exige la normativa vigente en lo referente a estructuras metálicas.

El proyecto incluye el diseño de un proyecto propio de piscina cubierta, que incluye vestuarios, gimnasio y cafetería. A continuación al proyecto se le dotará de una estructura metálica conformada a partir de perfiles de **acero** unidos mediante soldadura, con entidad suficiente para soportar las acciones derivadas de su uso, sus materiales y la acción del viento y la nieve en fachadas y cubierta.

Según el libro *Introducción a las estructuras de edificación*, **“la estructura es la parte del edificio que se encarga de recibir las cargas que actúan sobre el edificio y transmitir las al terreno, permitiendo con ello construir un espacio habitable libre de obstáculos en su interior”** (Adolfo Alonso Durá et al., 2009, p.17). Es decir, en este proyecto se busca proyectar la parte del edificio que va a sustentarlo y a permitir que se desarrolle en el mismo una actividad con garantías de seguridad.

## SUMMARY

This End of Degree Project consist in the **Design and Calculation of the Aerial Metallic Structure of an Indoor Pool**, which must be able to accomplish conditions of resistance, stability and durability required by regulations.

The project includes the design of the swimming pool, which includes locker rooms, a gym and cafeteria. This building will then be completed with a **steel structure**, resistant enough to sustain the weight of its components, its use, the weight of snow on its roof and the horizontal force of the wind on the façade.

According to the book *Introducción a las Estructuras de Edificación*, **“la estructura es la parte del edificio que se encarga de recibir las cargas que actúan sobre el edificio y transmitir las al terreno, permitiendo con ello construir un espacio habitable libre de obstáculos en su interior”**. Therefore, the project seeks to accomplish the design of the part of the building that will sustain it and allow it to be used safely.

## RESUM

Aquest Treball Final de Grau consisteix en el **Disseny i Càlcul de l'Estructura Aèria Metàlica d'una Piscina Coberta**, amb la capacitat de complir els requisits de resistència, estabilitat i durabilitat que exigix la normativa vigent en referència a estructures metàl·liques.

El projecte inclou el disseny d'un projecte propi de piscina coberta, que inclou vestuaris, gimnàs i cafeteria. A continuació al projecte se li dotarà d'una estructura metàl·lica conformada a partir de perfils d'Acer units per mitjà de soldadura, amb entitat suficient per a suportar els pesos derivats del seu ús, els seus materials i l'acció del vent i la neu en fatxades i coberta.

Segons el llibre Introducció a les Estructures d'Edificació, *"la estructura és la part de l'edifici que s'encarrega de rebre les càrregues que actuen sobre l'edifici i transmetre-les al terreny, permetent amb això construir un espai habitable lliure d'obstacles en el seu interior"*. És a dir, en este projecte es busca projectar la part de l'edifici que va a sustentar-ho i a permetre que es desenrotlle en el mateix una activitat amb garanties de seguretat.

## PALABRAS CLAVE

**Acero, Estructura, Arriostramiento, Pandeo, Celosía, Metálica**

**Steel, Structure, Bracing, Bending, Lattice, Metal**

**Acer, Estructura, Trava, Bombament, Zelosia , Metálica**

<b>ÍNDICE</b>	<b>PÁGINA</b>
1- OBJETIVOS	4
2- DSARROLLO	6
2.1 EL PROYECTO	6
2.2 DETERMINACIÓN DE ACCIONES E HIPÓTESIS	13
2.2.1 Cargas permanentes	13
2.2.2 Cargas variables	15
2.2.3 Imperfecciones	17
2.2.4 Combinaciones de hipótesis	19
2.3 ORGANIZACIÓN GENERAL DE LA ESTRUCTURA Y ARRIOSTRAMIENTOS	21
2.3.1 Arriostramientos en la dirección paralela a los pórticos	22
2.3.2 Arriostramientos en la dirección perpendicular a los pórticos.	25
2.3.3 Diseño y disposición de los arriostramientos	26
2.4 DIMENSIONADO DEL PÓRTICO TIPO	29
2.4.1 Dimensionado de pilare	33
2.4.2 Dimensionado de vigas	38
2.4.3 Dimensionado de la viga en celosía	40
2.5 DIMENSIONADO DE LOS ARRIOSTRAMIENTOS	47
2.5.1 Dimensionado de los cordones	48
2.5.2 Dimensionado de los pilares	49
2.5.3 Dimensionado de las triangulaciones	50
2.5.4 Dimensionado de las correas	51
2.6 RESULTADOS Y DETALLES	52
3- CONCLUSIONES	56
4- REFERENCIAS	59

## 1. OBJETIVOS

El objetivo principal de este proyecto es diseñar una estructura capaz de albergar los distintos usos que se van a desarrollar en el edificio, con la resistencia y rigidez suficiente para soportar las cargas del mismo según las prescripciones de la normativa vigente, que para estructuras metálicas de edificación en España es el Código Técnico de la Edificación, Documento Básico: Seguridad Estructural (CTE DB SE, Referencia 1).

Para el cálculo de los esfuerzos que afectan a la estructura y su dimensionado se va a utilizar el programa de cálculo Architrave® Diseño y Architrave® Cálculo (Adolfo Alonso Durá y Agustín Pérez García., 2015). Se utilizará también la metodología reflejada en los libros *Estructuras metálicas para edificación* (José Monfort Leonart., 2011, Referencia 2) y *Problemas de estructuras metálicas adaptadas al CTE* (José Monfort Leonart, José Luis Pardo Ros, Arianna Guardiola Villora., 2011, referencia 3) en lo referente a predimensionado de la estructura y el diseño del conjunto estructural.

En primer lugar se desarrolla un proyecto de piscina cubierta de nueva planta con un programa predeterminado, en el cual se definen los materiales que lo conforman, las dimensiones del edificio y la tipología estructural que utilizamos para sustentarlo.

La tipología estructural utilizada será la tipología tradicional de pórticos planos, conformada por una serie de pórticos paralelos que conforman el “esqueleto resistente” del edificio que transmite los esfuerzos al terreno. La modulación del proyecto determinará el ámbito de carga, y por tanto la magnitud de los esfuerzos que el pórtico debe soportar.

Según las decisiones que se hayan tomado con respecto al edificio en la fase de proyecto con respecto a materialidad y tipología estructural, así como la naturaleza del uso que se le va a dar al edificio, la estructura se verá afectada por acciones de diversa magnitud y naturaleza. Será necesario por tanto evaluar las acciones permanentes (acciones cuyo valor permanece constante en el tiempo, como pesos de cerramientos, suelos, forjados, etc.) y variables (como uso, viento, nieve, etc.) que afectan al edificio. Para ello será necesario definir el edificio desde el punto de vista constructivo.

Una vez obtenidas las cargas, es necesario que la estructura sea capaz de responder con un margen de seguridad aceptable a las distintas situaciones desfavorables que pueden afectar al edificio, de forma que la capacidad máxima de respuesta de la estructura sea mayor que la situación más desfavorable que se va a presentar en el mismo.

Los Estados Límites representan las situaciones más desfavorables a las que van a afectar a la estructura. Se establecen como un conjunto de cargas combinadas entre sí, ya que estas actuarán simultáneamente y no por separado. La forma en que estas se combinen entre sí dependerá de la frecuencia con la que estas aparecen en el edificio y de la gravedad de la situación que se está planteando. De esta forma se procederá a obtener las combinaciones de Estados Límites Últimos y Estados Límites Últimos de Servicio.

Los Estados Límites Últimos representan las situaciones en las que se puede producir un fallo grave en la estructura que tenga como consecuencia el colapso total o parcial del edificio, por tanto en este caso las acciones se mayoran según la naturaleza de las mismas para tener un margen de seguridad.

Los Estados Límites de Servicio, por su parte, representan aquellas situaciones que pueden afectar al uso normal del edificio, generando efectos como deformaciones horizontales y verticales excesivas que dañen elementos constructivos, vibraciones, fisuración, etc. Esta combinación no requiere una mayoración de acciones.

Seguidamente se lleva a cabo la organización global de la estructura, que incluye el diseño de arriostamientos, elementos que dotan de rigidez a la estructura de pórticos especialmente frente a esfuerzos horizontales, evitando que estos sean absorbidos únicamente por los pilares. Dado que un pórtico plano se diseña como una subestructura aislada dentro del conjunto para limitar las deformaciones en su plano, siendo su rigidez prácticamente nula fuera de él, debe formar parte de un conjunto que garantice su rigidez en su plano transversal.

La presencia de arriostamientos que colaboren en la absorción de esfuerzos horizontales permite que los pórticos puedan considerarse intraslacionales, de forma que las deformaciones de la estructura no introduzcan esfuerzos adicionales en la misma. Además colaboran controlando la longitud de pandeo de ciertas barras, lo que en definitiva se traduce en una sección menor de las barras y, en consecuencia, se evita el sobredimensionado de la estructura.

Para demostrar la importancia que tiene la organización general de la estructura en el comportamiento y la dimensión final de los perfiles, se va a dimensionar un pórtico tipo, primero asumiendo que no hay un arriostamiento que rigidice el conjunto y después analizándolo con arriostamiento. De esta forma se pretende demostrar la importancia que cobra la organización espacial de la estructura tanto en el comportamiento de las barras como en el dimensionado de las mismas.

## 2. DESARROLLO

### 2.1 EL PROYECTO

Se sitúa en la ciudad de Valencia, en una localización ficticia de la misma. La localización sólo será necesaria a fin de determinar los valores de las cargas de viento y nieve.

El proyecto es un proyecto propio diseñado para este TFG, y consiste en una piscina cubierta que incluye una zona de vestuarios, salas de actividades y musculación, cafetería y el espacio de la piscina. Se desarrolla en 2 zonas diferenciadas, una primera zona de acceso de “pies calzados”, en la que se sitúa la cafetería y la recepción, y la zona de “pies descalzos”, en la que se sitúa la piscina, con los vestuarios actuando de filtro entre ambas zonas adosados a la piscina, donde los clientes se cambian de calzado. Sobre la zona de vestuarios en planta primera se sitúa tanto el gimnasio como las salas de actividades, asomándose al espacio de la piscina.

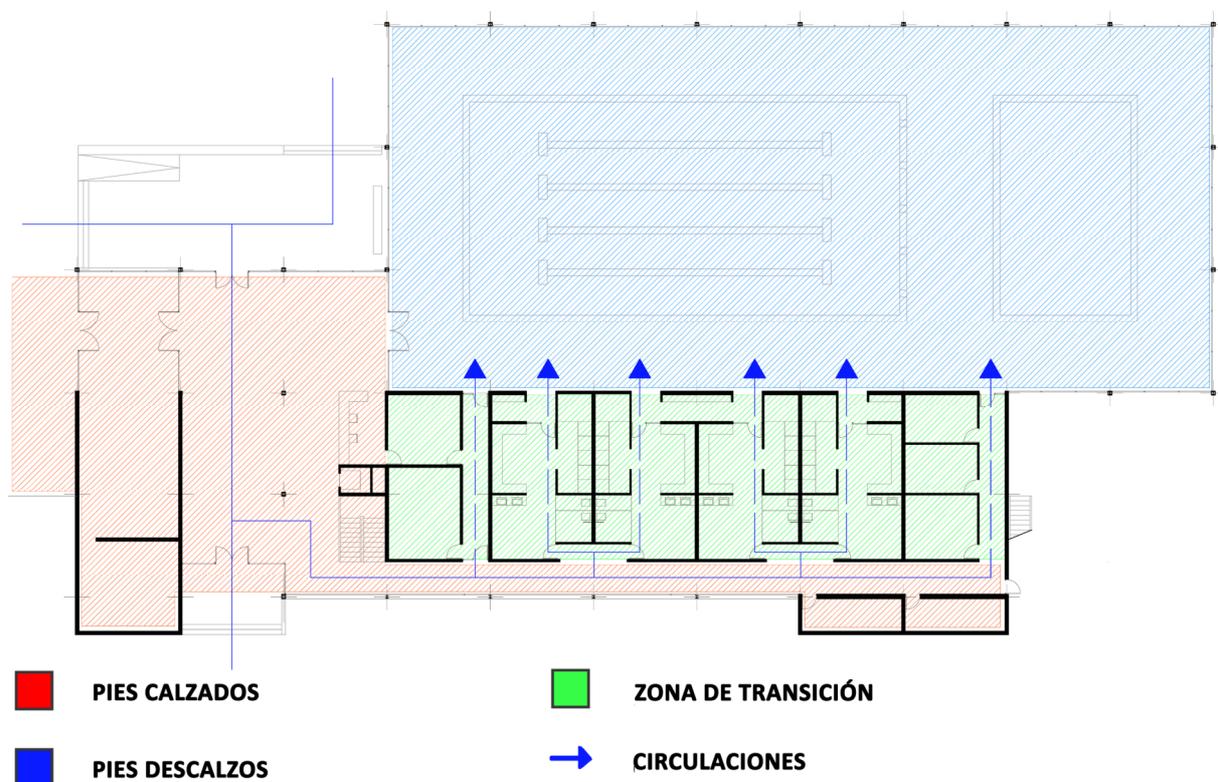
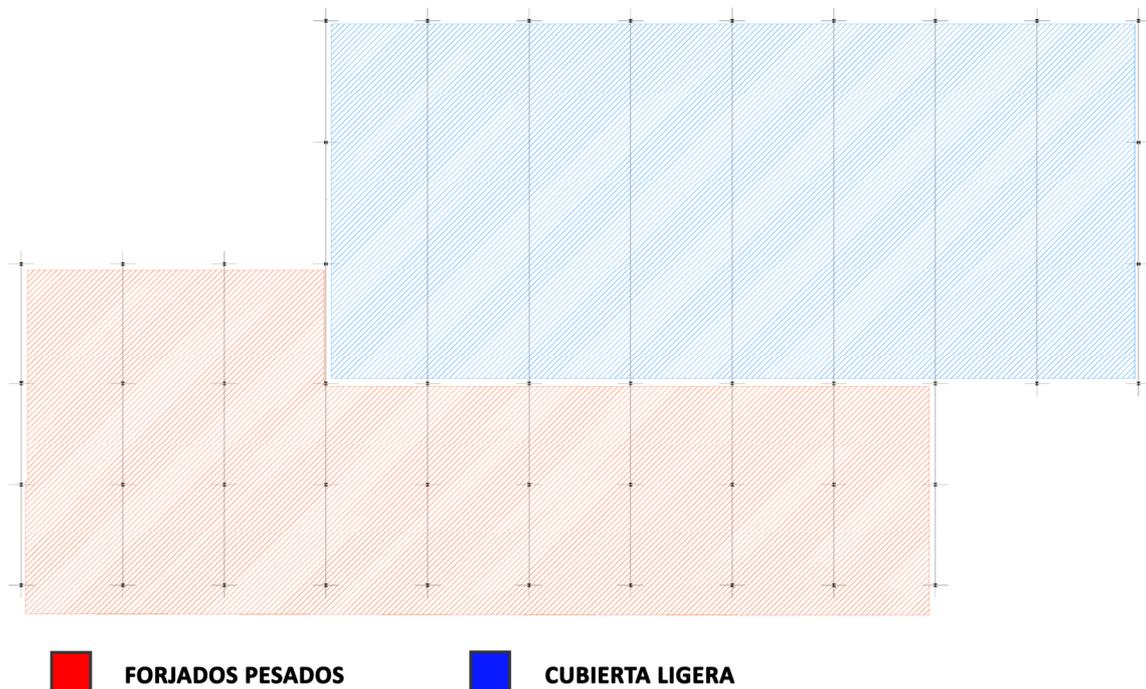


FIGURA 1 : Esquema de distribución funcional y circulaciones.

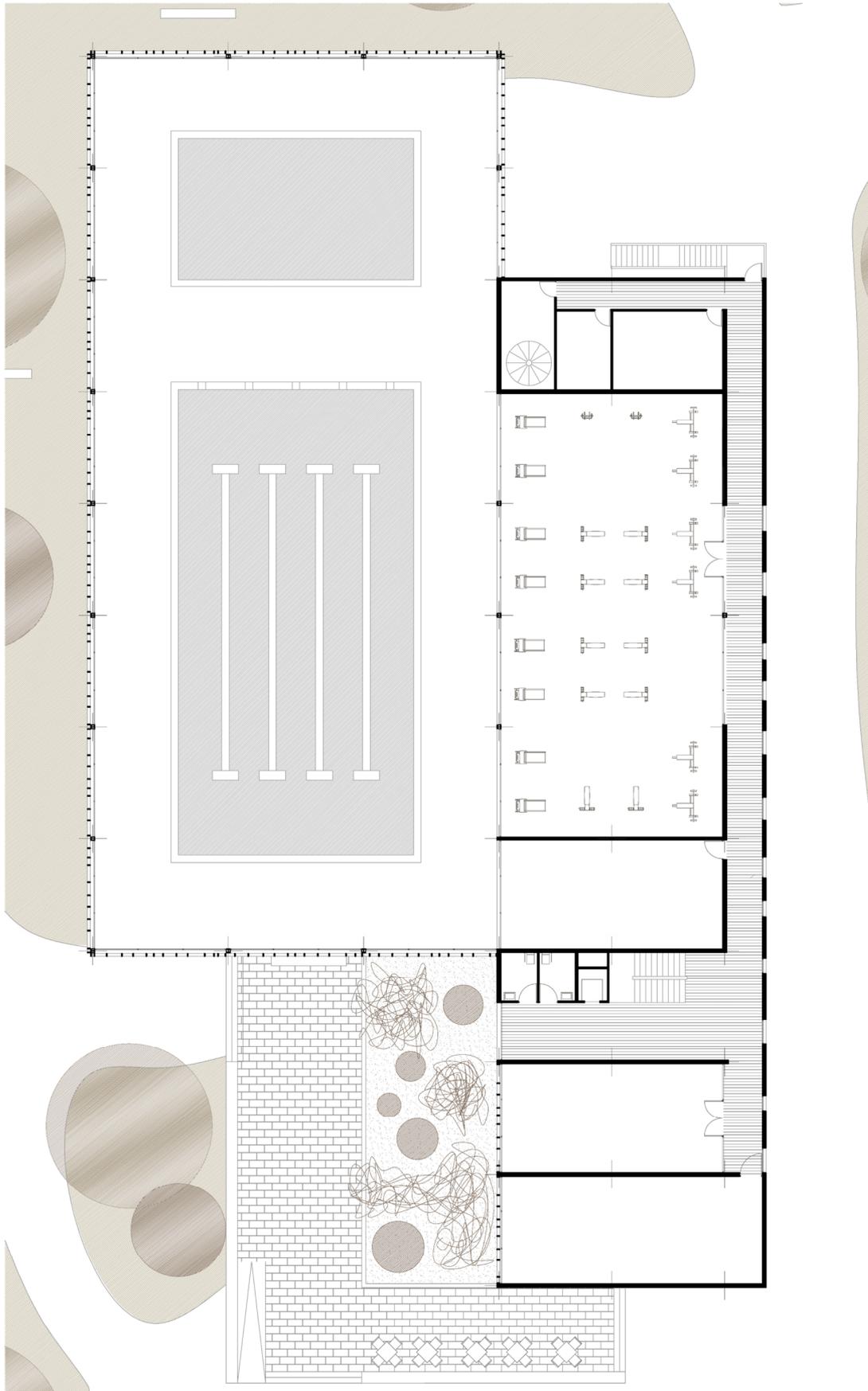
La presencia del espacio de gimnasio y salas de actividades en la planta superior obliga a disponer un forjado con resistencia y rigidez suficiente para sustentar las cargas derivadas de estas actividades, mientras que la cubierta de estos espacios se ejecutan como cubierta tipo “deck” ligera. Por su parte, la gran luz del espacio de la piscina, que debe quedar libre de soportes, se salva mediante vigas en celosía, sustentando una cubierta ligera de paneles sándwich. Esto obliga a disponer una estructura que combine las 2 tipologías distintas, coincidente con la distribución funcional del proyecto:

- La primera corresponde a forjados pesados en la entreplanta. Engloba los vestuarios, cafetería, recepción y las salas de actividades y musculación.
- La segunda corresponde a la cubierta ligera sustentada mediante vigas en celosía, en una tipología similar a la de las naves industriales cubriendo el espacio de la piscina.

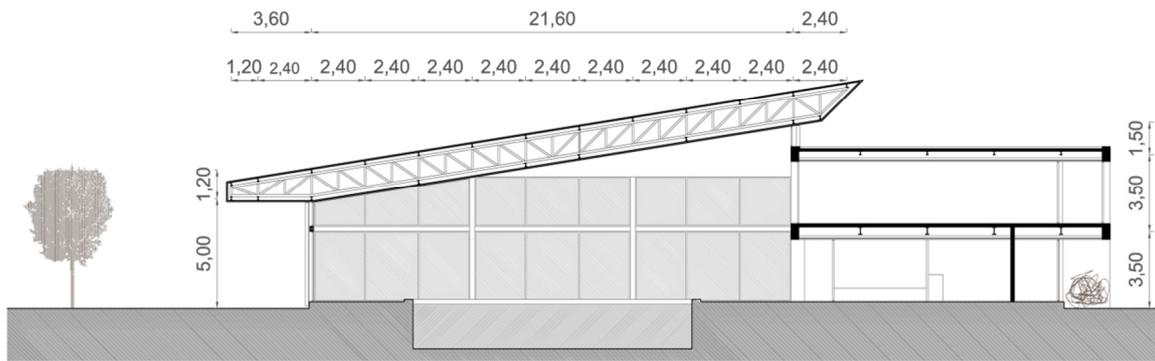


**FIGURA 2 : Esquema de distribución de pórticos y de tipología estructural**

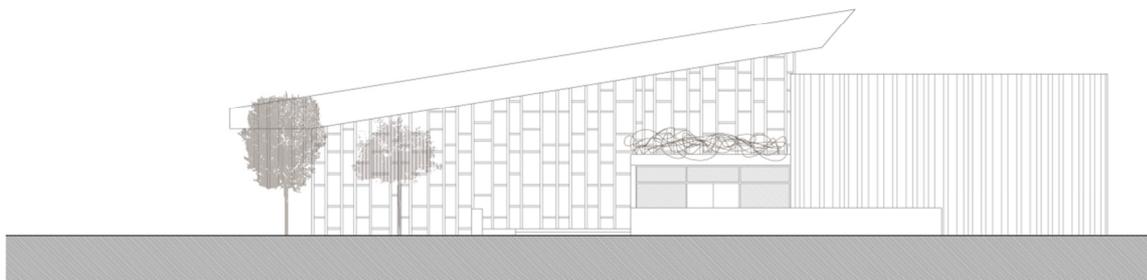




Planta 1  $\Phi$



Sección



Alzado este

En la sección se reflejan las dos tipologías de estructura utilizada, la correspondiente a forjados pesados, sustentando los espacios de gimnasio y aulas de actividades, que se asoman en la planta superior a la piscina, y la cubierta ligera que cubre el espacio de la misma.

Las correas que sustentan la cubierta se disponen cada dos montantes. Estas correas deben disponerse a una distancia que permita controlar la flexión de los paneles de cubierta, de forma que no superen la distancia máxima a flexión para su canto. Por su parte, las correas que sostienen tanto el forjado como la cubierta deck se sitúan cada 3 metros.

La inclinación de la cubierta permite reducir la longitud de los pilares en fachada, lo que reduce la posibilidad de pandeo. Al mismo tiempo permite formalizar un voladizo en el lado sur del edificio a fin de ejercer de protección solar al espacio de la piscina en esa orientación.

La cubierta que cubre los espacios de gimnasio y actividades es una cubierta deck construida mediante chapa grecada, aislante y capa de impermeabilización, por lo que también se puede considerar ligera. El bajo peso de esta cubierta se aprovecha para eliminar el pilar intermedio del pórtico en el espacio del gimnasio, de forma que los 12 metros de luz resultantes se pueden salvar con un perfil metálico IPE, a fin de generar un espacio diáfano en toda la sala.

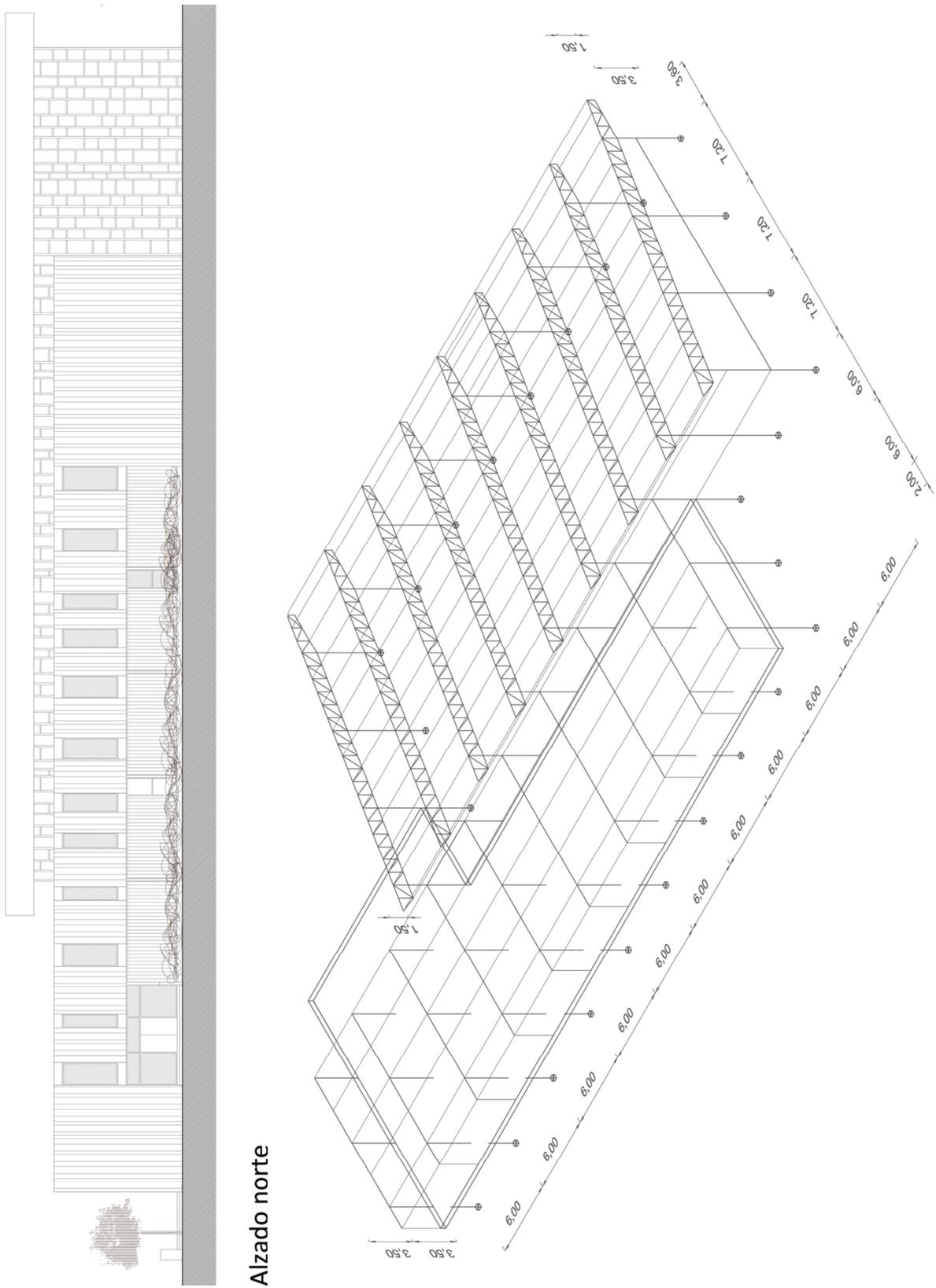
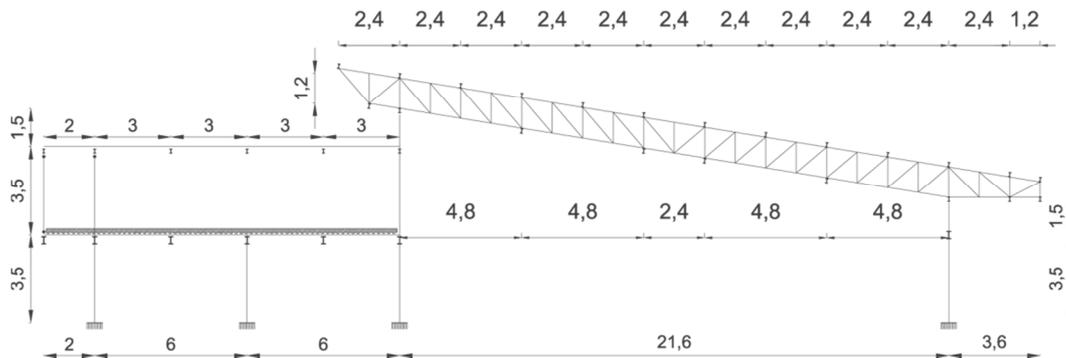


FIGURA3: Distribución de pórticos



**FIGURA4: Pórtico tipo con distribución de correas**

La estructura que va a sustentar el proyecto sigue la morfología de pórticos planos, generándose el esqueleto resistente del edificio a través de pórticos paralelos orientados hacia el lado corto del proyecto. La dimensión de los pórticos y la distancias entre pórticos dependen de la distribución funcional del proyecto, influyendo en la carga que cada pórtico va a tener que soportar.

Por tanto, la modulación del proyecto va a influir en el ámbito de carga de los pórticos, que tiene un valor de 6 metros para este proyecto.

Las correas, por su parte, cumplen varias funciones:

- Transmitir las acciones de los elementos de cubrición y el forjado a los pórticos principales
- Limitar la longitud de pandeo de los elementos comprimidos en el plano perpendicular al pórtico.
- Conectar los pórticos entre sí y con elementos de arriostramiento transversal, de forma que se genere un conjunto con rigidez en esa dirección.

Una correcta separación entre las mismas puede evitar el sobredimensionado de tanto las correas como las barras comprimidas. Este efecto es especialmente importante en la viga en celosía, donde la distancia entre apoyos hace la longitud de pandeo en el plano perpendicular del cordón comprimido sea excesiva, siendo necesaria la presencia de correas que limiten dicha longitud.

Dado que hay succiones por viento en cubierta se hace necesario situar correas que arriostren también el cordón inferior de la viga en celosía y limiten su longitud de pandeo transversal, puesto que se trata de una cubierta ligera y la acción del viento puede llegar a generar compresiones en este cordón.

La distancia entre correas se determina en 3 metros en el lado del forjado pesado y 2,4 metros (dos montantes) en el lado de la viga en celosía

## 2.2. DETERMINACIÓN DE ACCIONES Y COMBINACIONES

### 2.2.1. ACCIONES PERMANENTES

Las acciones permanentes son las acciones producidas por los pesos propios (cerramientos, particiones, falsos techos, pavimentos, etc.) e incluyen el peso propio de la estructura. Para determinarlas será necesario definir materialmente el edificio.

#### FORJADO CUBIERTA: CUBIERTA DECK

El forjado de cubierta estará conformado por una chapa deck apoyada en correas:

- CHAPA GRECADA INCOPERFIL DECK INCO 70.4 = 0,22 KN/m<sup>2</sup>
- LANA DE ROCA = 0,05 KN/ m<sup>2</sup>
- LÁMINA IMPERMEABILIZANTE AUTOPROTEGIDA = 0,03 KN/ m<sup>2</sup>
- INSTALACIONES Y FALSO TECHO = 0,3 KN/ m<sup>2</sup>

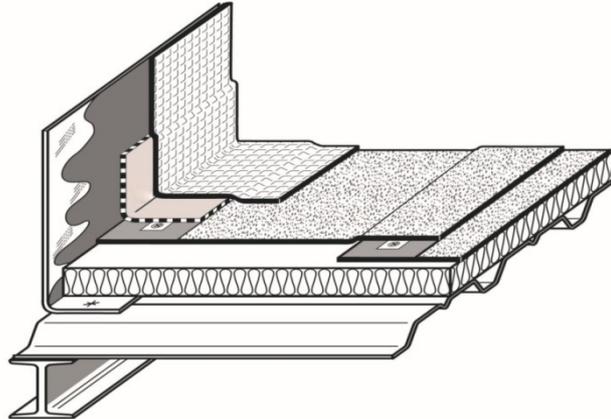


FIGURA 5: Cubierta tipo “Deck”

**TOTAL = 0,61 KN/m<sup>2</sup>**

(Referencia de imagen 1)

#### FORJADO PLANTA 1: FORJADO DE CHAPA COLABORANTE

El forjado de la primera planta está conformado por una losa de chapa colaborante. Este soportará las siguientes cargas:

- FORJADO HIASA HLM 60/220 (e=15cm, chapa de canto h=60 mm) = 3,15 KN/ m<sup>2</sup>
- SOLERA CERÁMICA (GRES) = 1 KN/ m<sup>2</sup>
- TABICUERÍA = 1 KN/ m<sup>2</sup>
- INSTALACIONES Y FALSO TECHO = 0,3 KN/ m<sup>2</sup>

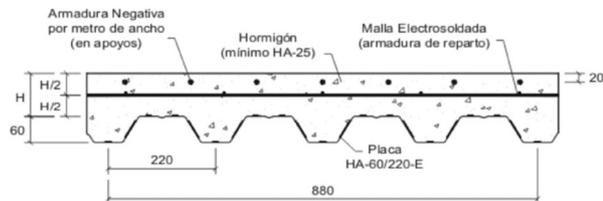
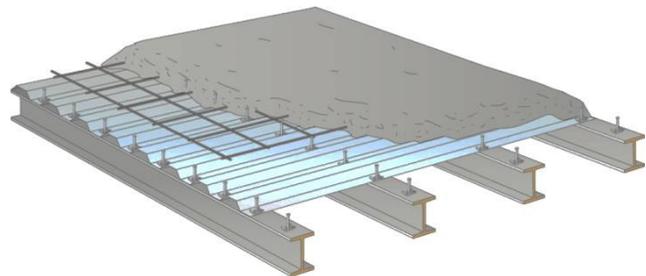


FIGURA 6: Forjado colaborante (Referencia de imagen 2)

**TOTAL = 5,45 KN/m<sup>2</sup>**

### CERRAMIENTO PLANTA 1: FACHADA VENTILADA DE PANELES METÁLICOS

El cerramiento del piso superior estará conformado por una fachada ventilada con una hoja de cerramiento interior y paneles metálicos sustentados por una perfilería auxiliar:

- HOJA DE ½ PIE LADRILLO PERFORADO = 1,5 KN/ m<sup>2</sup>
  - ESTRUCTURA AUXILIAR METÁLICA PERFIL OMEGA = 4 (nº de perfiles en altura) x 0,981 kg/m = 0,04 KN/ m<sup>2</sup>
  - PANEL METÁLICO INCOPERFIL DAEZL (espesor= 0,8 mm) = 0,02 KN/ m<sup>2</sup>
  - PANEL METÁLICO INCOPERFIL DAEZL
  - LANA DE ROCA = 0,05 KN/ m<sup>2</sup>
- TOTAL = 1,56 KN/m<sup>2</sup>**



**FIGURA 8: Fachada ventilada (Referencia de imagen 3)**

### CUBIERTA PISCINA: CUBIERTA DE PANELES SANDWICH METÁLICOS

La cubierta de la piscina estará conformada por un sistema de paneles sándwich apoyados en correas:

- PANEL DE CUBIERTA METAL
  - PANEL 5G = 0,138 KN/ m<sup>2</sup>
  - INSTALACIONES = 0,3 KN/ m<sup>2</sup>
- TOTAL = 0,42 KN/m<sup>2</sup>**

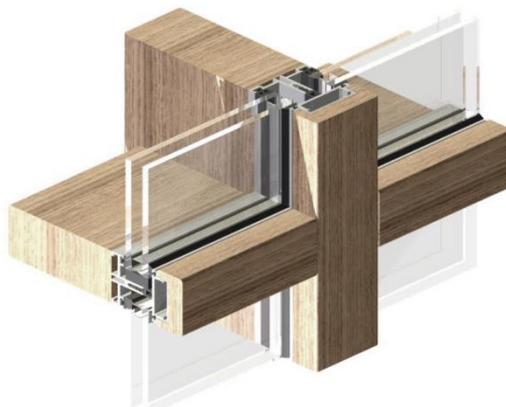


**FIGURA 9: Panel metálico (Referencia de imagen 4)**

### CERRAMIENTO PISCINA: MURO CORTINA DE MADERA

El cerramiento de la piscina es una fachada de muro cortina con perfiles de madera laminada, sustentados de los perfiles de la estructura. Incluye paneles de vidrio de doble hoja

- MURO CORTINA DE MADERA LAMINADA = 0,75 KN/ m<sup>2</sup>
- TOTAL = 0,75 KN/m<sup>2</sup>**



**FIGURA 10: Muro cortina de madera (Referencia de imagen 5)**

### 2.2.2. ACCIONES VARIABLES

#### VIENTO

El viento es una fuerza que actúa en perpendicular a los paramentos verticales y la cubierta del edificio, ejerciendo fuerzas de presión o succión sobre estos elementos. Es una fuerza que no actúa de manera constante, por tanto se debe considerar como una acción variable con una magnitud que dependerá de la forma del edificio y la situación geográfica del mismo. La normativa que regula el valor de las cargas de viento es el CTE-DB-SE-AE ( Documento Básico: Seguridad Estructural, Acciones en la Edificación). Según este documento, la acción de viento tiene el siguiente valor:

$$Q_e = Q_b \times C_e \times C_p$$

$Q_b$  = Acción dinámica del viento, en España se toma el valor =  $0,5 \text{ KN/m}^2$

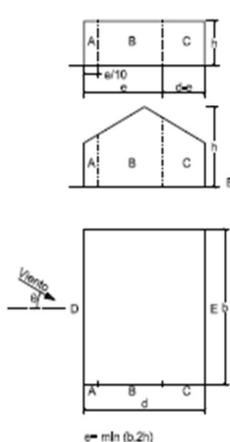
$C_e$  = Coeficiente de exposición, depende de la morfología del terreno y los obstáculos colindantes. En este edificio, que se considera exento en un solar llano rodeado de arbolado, con una altura de 3 metros (punto considerado a mitad de los paramentos), tiene un valor de = 1,6

$C_p$  = Coeficiente de presión, depende de la forma y orientación de la superficie con respecto al viento. Un valor negativo indica succión. Hay que distinguir entre paramentos verticales y cubiertas

#### PARAMENTOS VERTICALES

Tabla D.3 Paramentos verticales

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

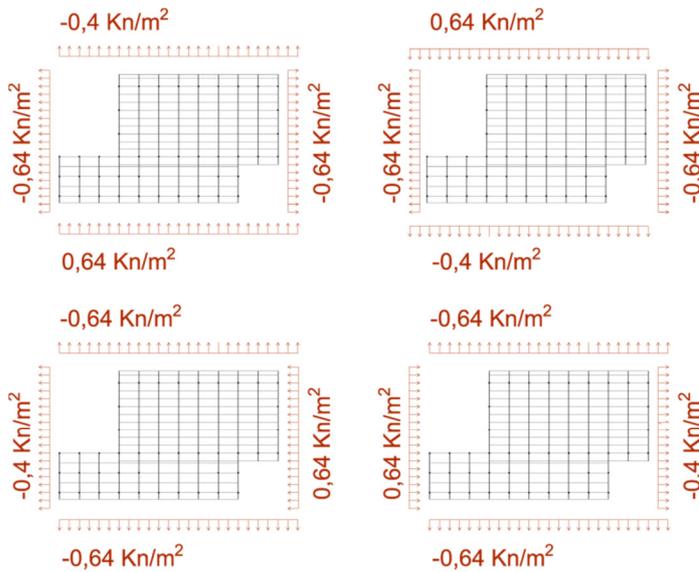


Según las características de los paramentos verticales, existen dos conjuntos de valores a utilizar para los distintos cerramientos. Para simplificar la obtención de acciones se utilizará el conjunto de mayor valor para todos los paramentos, y de éstos el valor que ocupa un área mayor de fachada

FIGURA 11: Coeficiente  $C_p$  para paramentos verticales según la referencia 1

Por tanto, los valores del coeficiente  $C_p$  serán:

- 0,8 en el paramento a barlovento =  $0,64 \text{ KN/m}^2$
- 0,8 en los paramentos perpendiculares a éstos =  $-0,64 \text{ KN/m}^2$
- 0,5 en el paramento a sotavento. =  $-0,4 \text{ KN/m}^2$



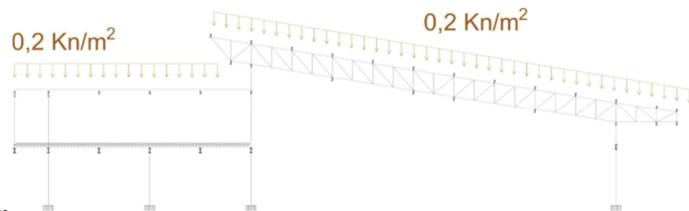
Una vez obtenidos éstos valores se van a desarrollar cuatro hipótesis de viento, una en la dirección de los pórticos y otra en la dirección perpendicular, y cada una de éstas en 2 sentidos.

Estas cuatro hipótesis se considerarán como acciones variables independientes, debiendo considerarse cada una de ellas como la principal en combinaciones ELU distintas. Se corresponden con

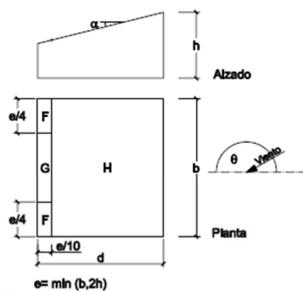
**FIGURA 12: Las cuatro hipótesis de viento aplicadas sobre los paramentos**

**CUBIERTAS**

Para las acciones de viento en cubierta también se va a simplificar la obtención de la acción en las cubiertas, de forma que la que ocupe la mayor superficie será la que se aplique en las cubiertas



**FIGURA 13: Acción de viento sobre las cubiertas**



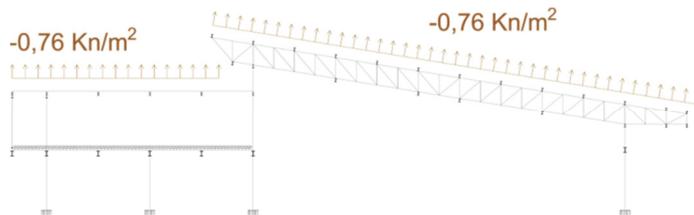
Pendiente de la cubierta $\alpha$	A (m <sup>2</sup> )	Zona (según figura). $135^\circ \leq \theta \leq 225^\circ$			
		F	G		
5°	$\geq 10$	-2.3	-1.3	-0.8	
	$\leq 1$	-2.5	-2.0	-1.2	
15°	$\geq 10$	-2.5	-1.3	-0.9	
	$\leq 1$	-2.8	-2.0	-1.2	
30°	$\geq 10$	-1.1	-0.8	-0.8	
	$\leq 1$	-2.3	-1.5	-0.8	
45°	$\geq 10$	-0.6	-0.5	-0.7	
	$\leq 1$	-1.3	-0.5	-0.7	
60°	$\geq 10$	-0.5	-0.5	-0.5	
	$\leq 1$	-1.0	-0.5	-0.5	
75°	$\geq 10$	-0.5	-0.5	-0.5	
	$\leq 1$	-1.0	-0.5	-0.5	

Al tener dos cubiertas con una inclinación distinta, el valor del coeficiente  $C_p$  es distinto en cada una. En ambas el área H es la más representativa, trabajando a succión. Se utilizará por tanto el valor mayor de H, que se da en la cubierta inclinada. Como el ángulo de la misma es  $11^\circ$ , se va a utilizar un valor intermedio entre ambos casos, siendo finalmente  $C_p = -0,85$ , lo que da una carga final de viento a succión sobre las cubiertas de  $-0,76 \text{ KN/m}^2$  para las cuatro hipótesis de viento

**FIGURA 14: Coeficiente  $C_p$  para paramentos inclinadas según la referencia 1**

**NIEVE**

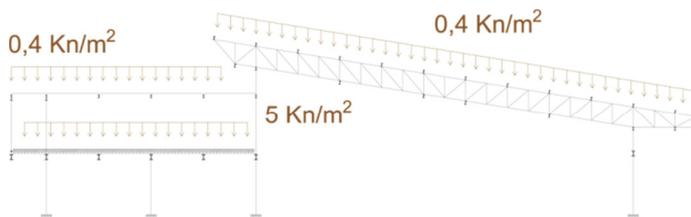
La acción de nieve se dispone como una fuerza vertical sobre las cubiertas, cuyo valor depende de la localización del proyecto y la cota sobre el mar. Este proyecto situado en Valencia y a 0 metros sobre el nivel del mar se tiene una acción de valor  $Q_n = 0,2 \text{ KN/m}^2$



**FIGURA 15: Acción de nieve en cubiertas**

**USO**

La acción de uso se dispone como una fuerza vertical sobre las cubiertas y forjado pisado. Sobre los forjados se dispone una carga de uso de  $5 \text{ KN/m}^2$  (C4). Sobre las cubiertas se dispone una fuerza de  $0,4 \text{ KN/m}^2$  (G1)



**FIGURA 16: Acción de uso en cubiertas**

**2.2.3. IMPERFECCIONES**

Según la referencia 2, las imperfecciones geométricas y mecánicas durante la construcción de la estructura se traducen en acciones que afectan a las piezas comprimidas. Se debe comprobar su efecto en 2 componentes de la estructura:

**PILARES**

En los pilares se asume una desviación  $L/300$  para este proyecto. Esto se traduce en una acción horizontal puntual de valor  $= 1/300 \times F_i$ , aplicada sobre cada forjado, donde  $F_i$  es la resultante de las acciones verticales mayoradas sobre el forjado. En el forjado pisado las acciones verticales son las siguientes:

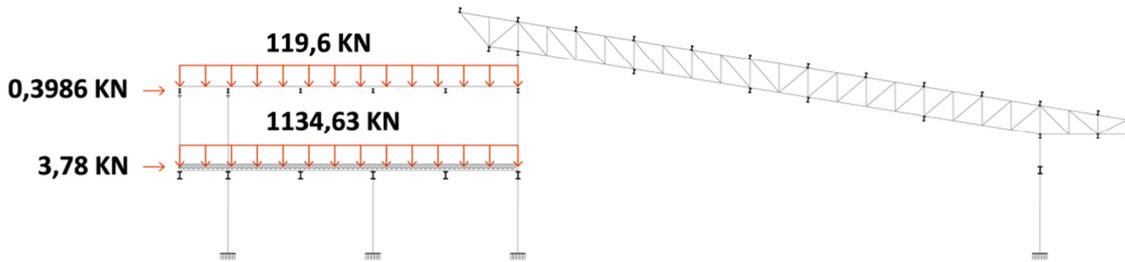
$$(1,35 \times 5,45 \text{KN/m}^2 + 1,5 \times 5 \text{ KN/m}^2) \times 6\text{m (Ámbito de uso)} \times 14\text{m (Longitud del pórtico)} = 1134,63 \text{KN} \times 1/300 = 3,78 \text{ KN como acción puntual en el forjado}$$

Mientras que sobre la cubierta son las siguientes:

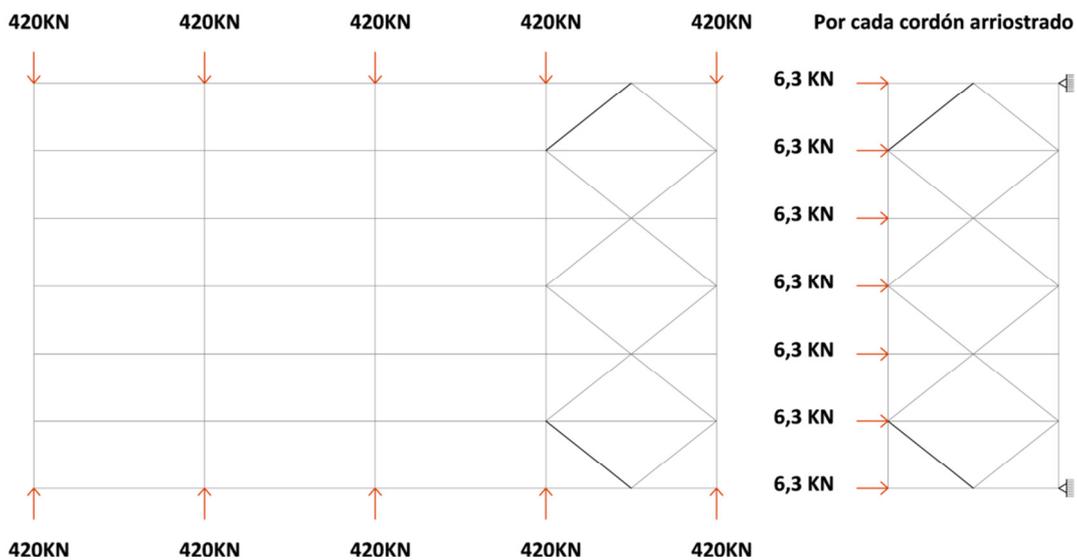
$$(1,35 \times 0,61 \text{ KN/m}^2 + 1,5 \times 0,4 \text{ KN/m}^2) \times 6\text{m (Ámbito de uso)} \times 14\text{m (Longitud del pórtico)} = 119,574 \times 1/300 = 0,3986 \text{ KN como acción puntual en la cubierta}$$

**VIGA CONTRAVIENTO**

En la viga contraviento las imperfecciones en los cordones comprimidos de las celosías, a los que se asume una desviación geométrica inicial, se traducen en una carga equivalente al 1,5% del axil Nd de cálculo de cada cordón comprimido al que sirve de apoyo. Como valor Nd se va a tomar el del cordón comprimido más solicitado de las vigas en celosía, lo que da una fuerza  $F_{final} = 0,015 \times 420 \text{ KN} = 6,3 \text{ KN}$



**FIGURA 17: Acciones horizontales en los forjados por imperfecciones**



**FIGURA 18: Acciones sobre la viga contraviento por imperfecciones**

Finalmente, con este planteamiento las imperfecciones que puedan aparecer en la estructura durante la construcción se tienen en cuenta mediante una hipótesis de cálculo adicional. Esta hipótesis se considerará como permanente, con la diferencia de que no irá mayorada, y que sólo se considera aplicada en el análisis de Estados Límites Últimos

## 2.2.4. COMBINACIONES DE ACCIONES

### COMBINACIONES ELU

Representan las combinaciones de acciones que pueden producir un colapso total o parcial de la estructura, es por eso que en este caso las acciones irán mayoradas, con el fin de disponer de un margen de seguridad. Según la referencia 2, las combinaciones siguen la siguiente expresión:

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

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

**FIGURA 19: Combinación ELU para situaciones persistentes y extraordinarias según la referencia 1**

Donde G representa las acciones permanentes en la estructura, Q las cargas variables, y los coeficientes  $\gamma$  los coeficientes de mayoración, de valor 1,35 y 1,5 respectivamente. No obstante, cuando las acciones son favorables, como en el caso de la succión de viento, estos valores se cambian a 0,8 para cargas permanentes y a 0 para las variables.

Tipo de verificación <sup>(1)</sup>	Tipo de acción	Situación persistente o transitoria	
		desfavorable	favorable
Resistencia	Permanente		
	Peso propio, peso del terreno	1,35	0,80
	Empuje del terreno	1,35	0,70
	Presión del agua	1,20	0,90
	Variable	1,50	0
		desestabilizadora	estabilizadora
Estabilidad	Permanente		
	Peso propio, peso del terreno	1,10	0,90
	Empuje del terreno	1,35	0,80
	Presión del agua	1,05	0,95
	Variable	1,50	0

<sup>(1)</sup> Los coeficientes correspondientes a la verificación de la resistencia del terreno se establecen en el DB-SE-C

**FIGURA 19: Valor de  $\gamma$  según se trate de una situación favorable o desfavorable**

Se obtiene una combinación por cada acción variable existente, en cada una de las cuales una de las variables se considerará como principal, mientras que el resto actúa en combinación y multiplicadas por el coeficiente  $\psi$ , el cual representa el hecho de que las acciones variables no actúan todas simultáneamente a su máximo valor

**COMBINACIONES ELS**

Representan las combinaciones de acciones que pueden producir daños en elementos del edificio o producir efectos que impidan el uso normal del mismo, sin que esto suponga el colapso de la estructura. En este caso las acciones no se mayoran. Según el CTE, las combinaciones siguen la siguiente expresión:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \qquad \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

**FIGURA 20: Combinación ELS para situaciones de corta duración irreversibles y de larga duración según la referencia 1**

En este caso los coeficientes  $\gamma$  equivalen a 1. No obstante, cuando las cargas son favorables, como en el caso de la succión de viento, estos valores se cambian a 0,8 para cargas permanentes y a 0 para las variables.

Con estas consideraciones se va a utilizar el programa Architrave para determinar las combinaciones de carga que van a afectar a la estructura. Como se ha comentado antes, cuando la combinación es de viento, dado que las cubiertas son ligeras, la succión de viento sobre las mismas son de hecho mayores que el peso propio sobre la cubierta, por lo que se ha considerado el peso propio como favorable, siendo multiplicada por un factor  $\gamma$  de 0,8

The figure shows six screenshots of the Architrave software interface, arranged in two rows of three. Each screenshot displays a load combination configuration for a specific scenario. The top row shows 'Resistencia Persistente' (Resistance Persistent) for Nieve (Snow), Uso (Use), and Viento N (Wind N). The bottom row shows 'Característica' (Characteristic) for Uso (Use), Nieve (Snow), and Viento N (Wind N). Each screenshot includes a formula for the load combination and a table with columns for 'Factor' (Factor) and 'Hipótesis' (Hypothesis).

Nombre	Resistencia Persistente: Nieve: 4	Resistencia Persistente: Uso: 1	Resistencia Persistente: Viento N
Factor	1.35	1.35	0.80
Hipótesis	01. Peso propio	01. Peso propio	01. Peso propio
Factor	1.05	1.50	1.50
Hipótesis	02. Uso	02. Uso	04. Viento N
Factor	1.50	0.75	1.00
Hipótesis	03. Nieve	03. Nieve	09. Imperfecciones
Factor	0.90	0.90	
Hipótesis	08. Viento O	04. Viento N	
Factor	1.00	1.00	
Hipótesis	09. Imperfecciones	09. Imperfecciones	

Nombre	Característica: Uso: 1	Característica: Nieve: 1	Característica: Viento N
Factor	1.00	1.00	0.80
Hipótesis	01. Peso propio	01. Peso propio	01. Peso propio
Factor	1.00	0.70	0.70
Hipótesis	02. Uso	02. Uso	02. Uso
Factor	0.50	1.00	0.50
Hipótesis	03. Nieve	03. Nieve	03. Nieve
Factor	0.60	0.60	1.00
Hipótesis	04. Viento N	04. Viento N	04. Viento N

**FIGURA 20: Ejemplos de combinaciones obtenidas mediante Architrave, con una carga variable como principal en cada caso, tanto en ELU como ELS.**

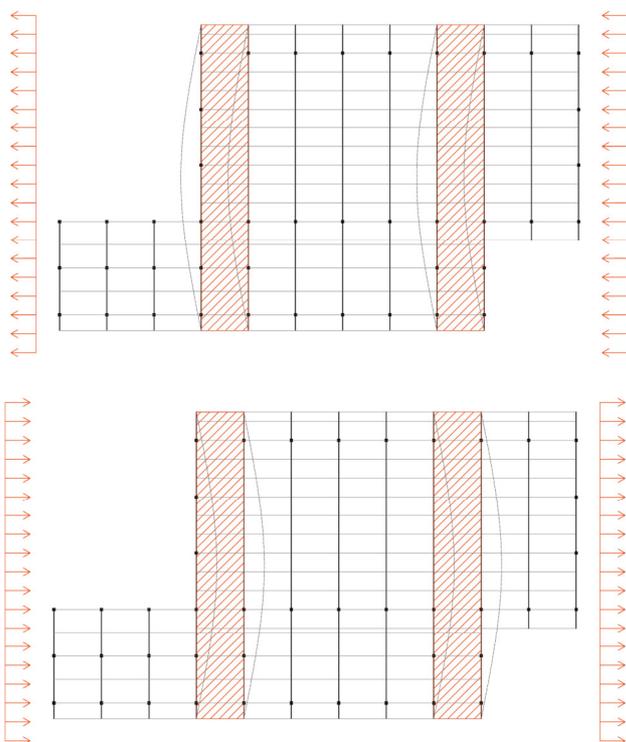
## 2.3. ORGANIZACIÓN GENERAL DE LA ESTRUCTURA Y DISEÑO DE LOS ARRIOSTRAMIENTOS

Según la referencia 2 las estructuras metálicas se constituyen como un conjunto espacial con la rigidez suficiente en cualquier dirección para soportar esfuerzos verticales y horizontales.

Un pórtico plano se diseña como una subestructura aislada dentro del conjunto, formado por barras enlazadas entre sí para limitar las deformaciones en su plano, siendo su rigidez prácticamente nula fuera de él. El pórtico, por tanto, debe formar parte de un conjunto que garantice su rigidez en su plano transversal con unas características que dependerán de la naturaleza de la estructura.

Para conseguir que un conjunto de pórticos planos tenga rigidez suficiente en cualquier dirección se recurrirá a arriostramientos, elementos conformados por triangulación de perfiles metálicos para dar rigidez a la estructura en una determinada dirección. Estos elementos, denominados vigas contraviento, resistirán parte del esfuerzo de viento trabajando como una viga en celosía, y darán apoyo a los pórticos en la dirección perpendicular a los mismos, reduciendo la longitud de pandeo de los

pilares y los cordones comprimidos a través de apoyos transversales.



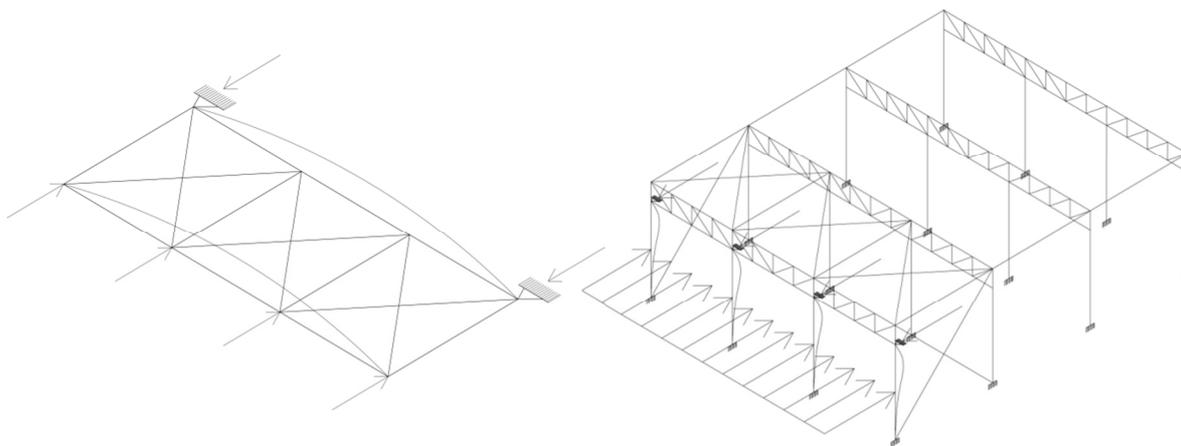
La presencia de arriostramiento, además, rigidiza el conjunto estructural, de forma que el pórtico pueda recibir el carácter de intranslacional si los desplazamientos horizontales se reducen lo suficiente para poder despreciar efectos de segundo orden.

Para determinar la influencia de los arriostramientos en el pórtico, se va a distinguir su influencia entre las dos direcciones principales de la estructura.

**FIGURA 21: Situación de los arriostramientos paralelos a la dirección de los pórticos**

### 2.3.1. INFLUENCIA DE LOS ARRIOSTRAMIENTOS DISPUESTOS EN LA DIRECCIÓN PARALELA A LOS PÓRTICOS

En la dirección transversal al pórtico la rigidez del pórtico plano es prácticamente nula, por lo que es necesario un elemento que de apoyo a la estructura en esa dirección, y además resista la acción del viento. La solución más frecuente es enlazar dos pórticos entre sí mediante triangulaciones, generando una viga contraviento en esa dirección que actúa trabajando como una viga biapoyada. Los apoyos en este caso se generan disponiendo arriostramientos verticales en forma de pantallas.



**FIGURA 22: Absorción del esfuerzo horizontal de viento por parte del arriostramiento**

Este arriostramiento tiene también la función de evitar el pandeo de las barras comprimidas del pórtico en el plano transversal. Los cordones de las celosías principales tienden a pandear al producirse compresión en los mismos. En el plano del pórtico este efecto se controla por la triangulación de la propia viga, pero en el plano transversal la longitud de pandeo de la viga es excesiva.

La solución más habitual es la de utilizar las correas de cubierta como arriostramiento transversal, ofreciendo a los cordones de la viga puntos de apoyo que reduzcan su longitud de pandeo. Como se trata de una cubierta ligera, donde la succión del viento puede producir la flexión de las vigas hacia arriba, el cordón inferior se arriestra también de esta manera, ya que en este caso pasaría a ser el comprimido.

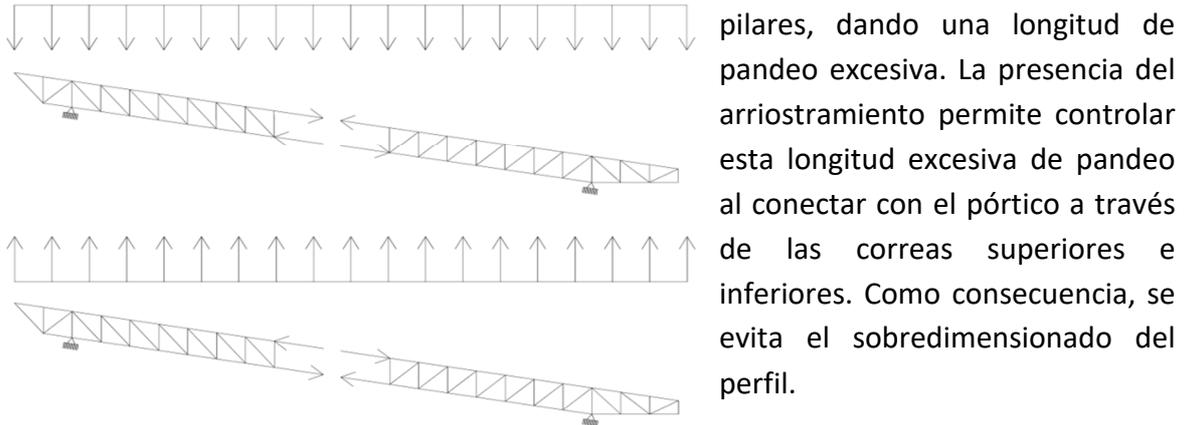
Por tanto, el arriostramiento en el plano perpendicular al pórtico tiene 3 objetivos principales:

- Absorber como una viga en celosía los esfuerzos de viento en su dirección
- Dar apoyo transversal y rigidez a los pórticos en la dirección transversal, del cual carecen por sí mismos, lo que se traduce en una reducción de la longitud de pandeo transversal de los elementos comprimidos del pórtico (pilares y cordones de la celosía)

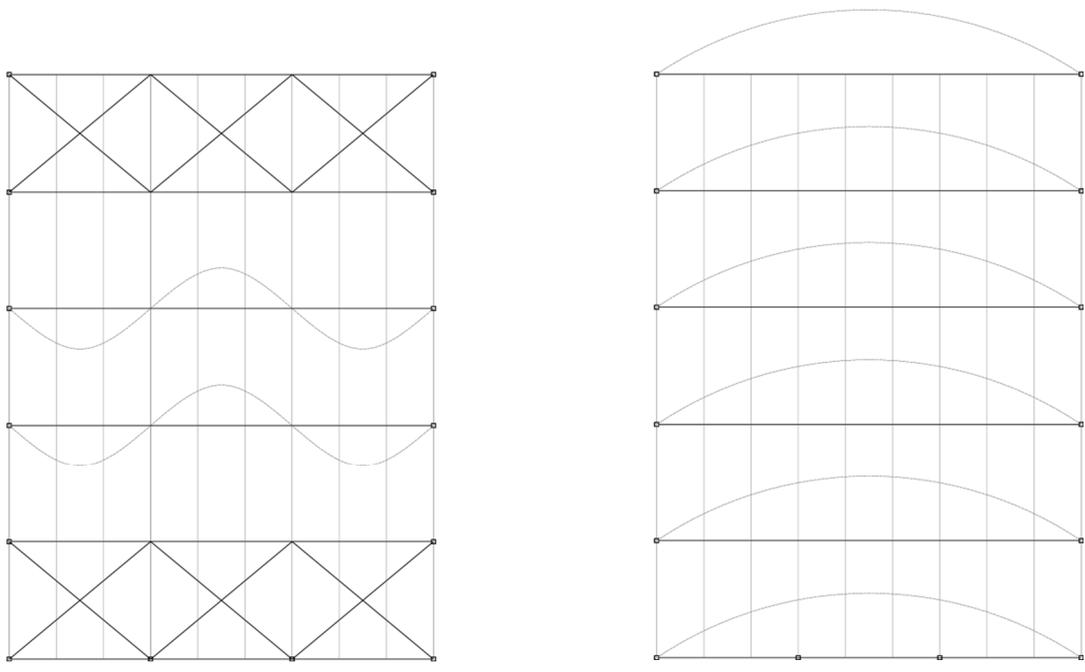
**INFLUENCIA EN LOS CORDONES SUPERIOR E INFERIOR DE LA CELOSÍA**

La viga en celosía deforma al recibir el peso de la cubierta y presiones o succiones de viento. Al tratarse de una cubierta ligera, ésta puede deformar tanto en sentido descendente como en sentido ascendente, de forma que las compresiones se pueden producir en cualquiera de los dos cordones.

En el plano del pórtico los perfiles pandean según la distancia entre nudos, no obstante en el plano perpendicular el cordón tiende a pandear según la distancia entre pilares, dando una longitud de pandeo excesiva. La presencia del arriostramiento permite controlar esta longitud excesiva de pandeo al conectar con el pórtico a través de las correas superiores e inferiores. Como consecuencia, se evita el sobredimensionado del perfil.



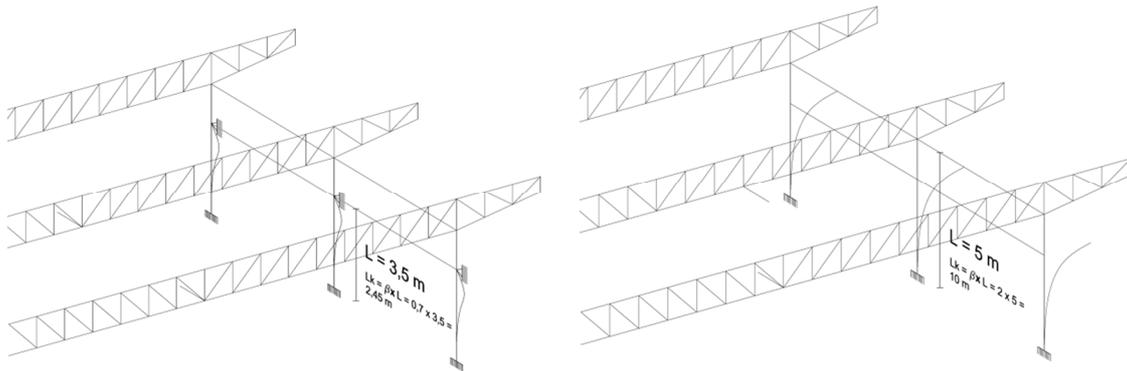
**FIGURA 23: Compresiones en el cordón superior e inferior de la viga en celosía**



**FIGURA 24: Influencia del arriostramiento transversal en la longitud de pandeo de los cordones comprimidos de la celosía, conectados mediante las correas de cubierta**

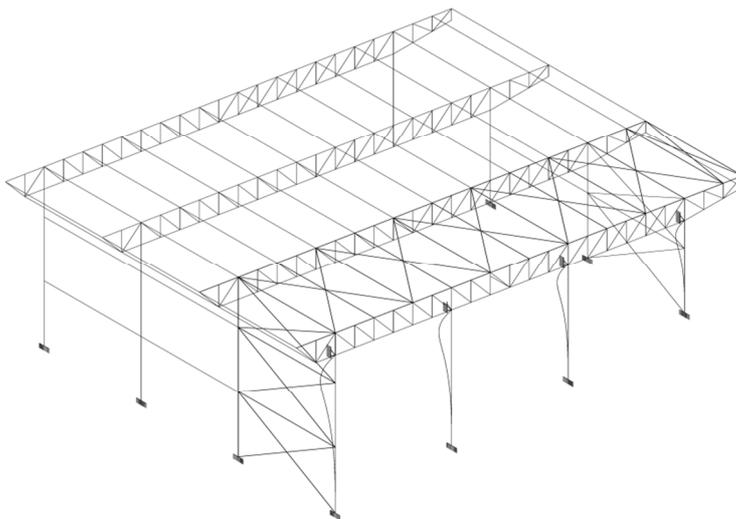
### INFLUENCIA EN LOS PILARES DEL PÓRTICO TIPO

Como en el caso de los cordones de la viga en celosía, los pilares también tienden a pandear, teniendo dos longitudes de pandeo, una en el plano del pórtico y otra en el plano perpendicular. La presencia del arriostramiento permite generar un apoyo al pilar mediante la viga de atado perimetral, pasando éste de un diagrama empotrado – libre a un diagrama empotrado – apoyado, con el consecuente cambio en el coeficiente  $\beta$  de 2 a 0,7. Igual que en los cordones, esto tiene como consecuencia la reducción de la sección necesaria para cumplir a resistencia.



**FIGURA 25:** Influencia del arriostramiento transversal en la longitud de pandeo de los pilares en la dirección perpendicular al pórtico

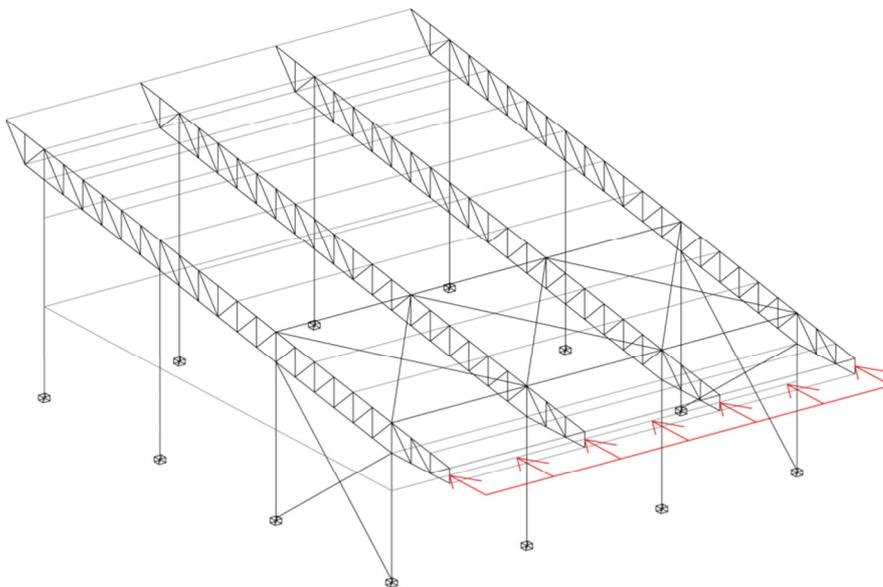
### INFLUENCIA EN LOS PILARES DEL PÓRTICO CABECERO



En el pórtico cabecero la viga ejerce de apoyo a los pilares en el plano perpendicular al del pórtico, transmitiendo además el esfuerzo horizontal a la viga. De esta forma el coeficiente  $\beta$  se corresponde con una barra empotrada – apoyada (0,7).

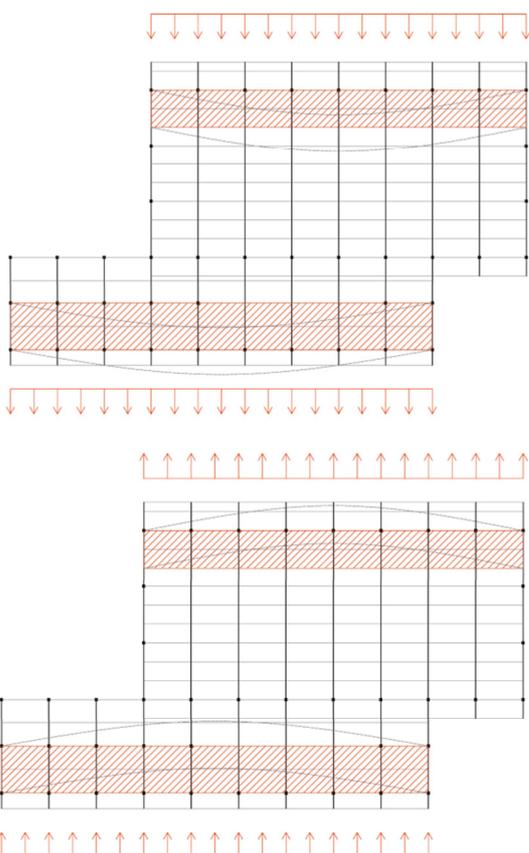
**FIGURA 26:** Influencia del arriostramiento transversal en la longitud de pandeo de los pilares del pórtico cabecero frente a esfuerzos de viento

### 2.3.2. INFLUENCIA DE LOS ARRIOSTRAMIENTOS DISPUESTOS EN LA DIRECCIÓN PERPENDICULAR A LA DE LOS PÓRTICOS



**FIGURA 27: Arriostramiento dispuesto en la dirección perpendicular a los pórticos**

El pórtico se diseña como un elemento que resiste las acciones en su plano, recibiendo el peso de un denominado “ámbito de carga” y transmitiéndolo al terreno. Los perfiles que sustentan las cargas se dimensionan según el esfuerzo que van a soportar, siendo



el perfil IPE de gran inercia para ser utilizado como viga, y el HEB de gran área para soportar esfuerzo axial.

Frente a esfuerzos de viento importantes el perfil HEB no está diseñado para absorber esfuerzos de flexión, lo que puede producir un sobredimensionado de los pilares. Por tanto, un correcto diseño del conjunto estructural pasa por que el esfuerzo horizontal en los pórticos no sean absorbidos únicamente por la flexión del pilar. El arriostramiento rigidiza a los pórticos en su plano transformando la estructura a intraslacional y cambiando las sollicitaciones en los soportes

**FIGURA 28: Situación de los arriostramientos perpendiculares al pórtico en planta.**

Por tanto, la presencia de un arriostramiento perpendicular va a modificar el comportamiento de los pórticos frente a esfuerzos horizontales, colaborando en la absorción del esfuerzo. Además, la presencia del arriostramiento permite generar un apoyo al pilar, pasando éste de un diagrama empotrado – libre a un diagrama empotrado – apoyado, con el consecuente cambio en el coeficiente  $\beta$  de pandeo de 2 a 0,7. Éste cambio también va a modificar el diagrama de esfuerzos del pilar

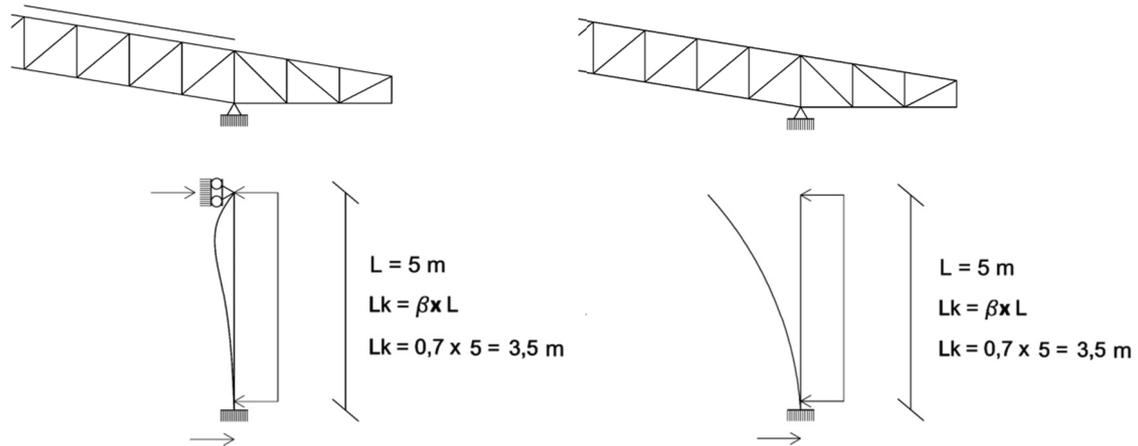
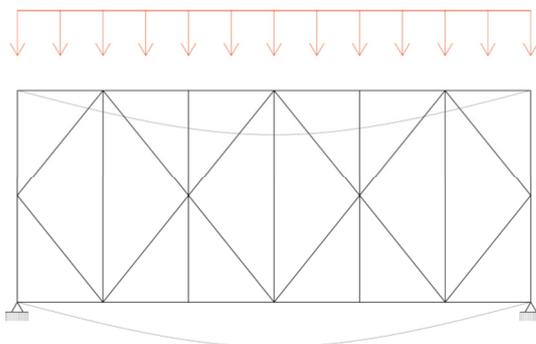


FIGURA 29: Comportamiento del pilar en el plano del pórtico con arriostramiento (izquierda) y sin arriostramiento (derecha) frente a la acción del viento

### 2.3.3. DISEÑO Y DISPOSICIÓN DE LOS ARRIOSTRAMIENTOS

Los arriostramientos se van a generar mediante elementos denominados vigas contraviento, vigas en celosía dispuestas en el plano de cubierta con la misión de aportar rigidez al conjunto en una dirección determinada. Trabajan como una viga en celosía, de forma que los perfiles que la forman están sometidos a esfuerzo axial tracción o compresión. La viga se genera mediante la triangulación de barras, uniendo entre sí dos elementos de

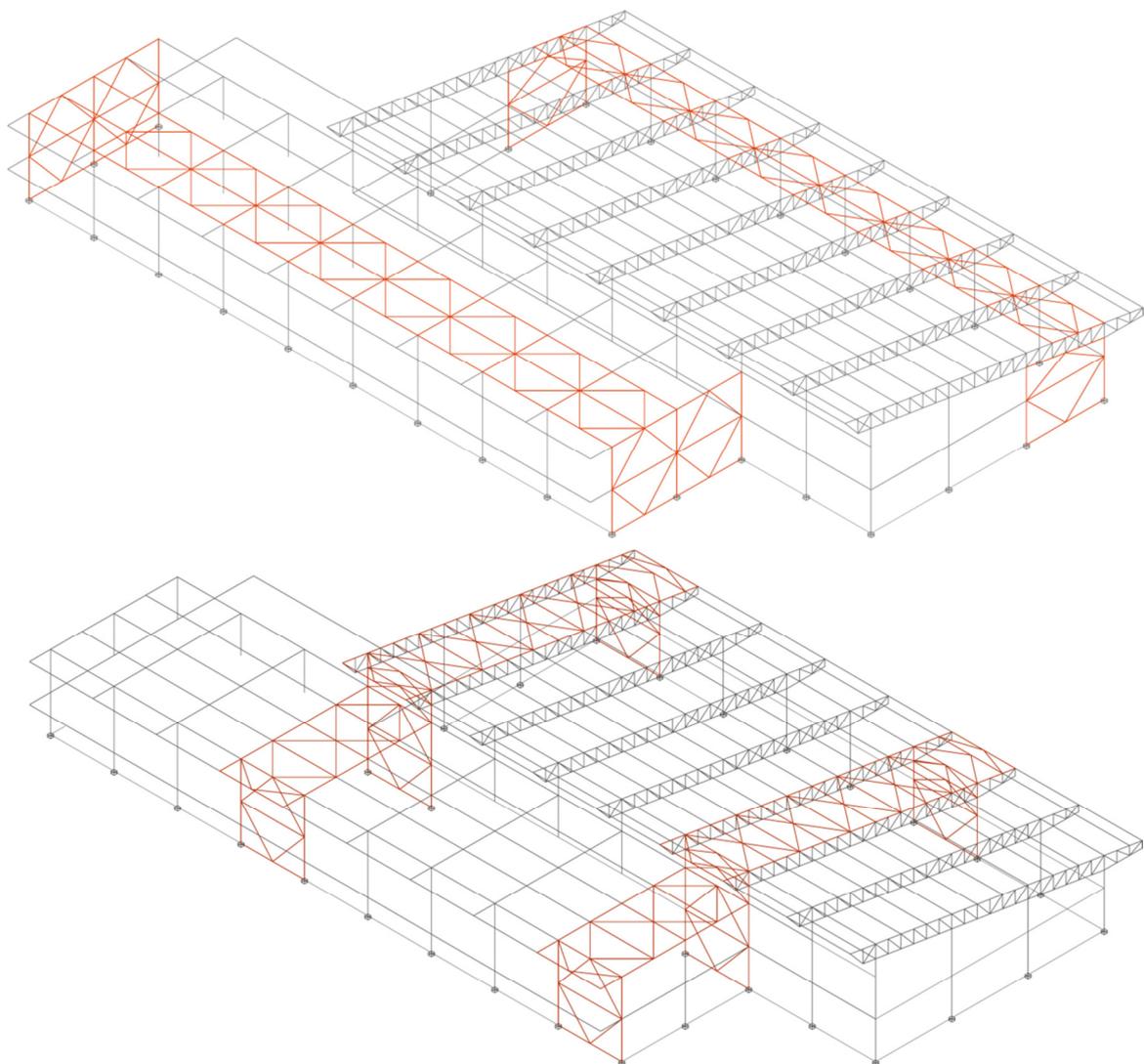


la cubierta para formar un conjunto rígido en el plano deseado, de forma que se comporte como una viga biapoyada. Se elige al un arriostramiento en forma de diamante, ya que al cruzarse entre sí se produce una figura análoga en ambas direcciones.

FIGURA 30: Diseño mediante triangulaciones de forma romboidal

La viga debe apoyar en pórticos cabeceros, donde una triangulación con el mismo diseño que las vigas de cubierta conforma una pantalla que transmite los esfuerzos de la viga al suelo,. El resultado es una viga biapoyada que colabora en la absorción del esfuerzo horizontal de viento. El diseño elegido permite la apertura de puertas en el plano, si estas se adosan a un extremo del mismo

Con estas consideraciones en mente se va a proceder a situar en su posición concreta en el conjunto estructural, así como el diseño y dimensionado de los elementos que los constituyen. La situación de los elementos en el conjunto estructural dependerá de la geometría de la estructura y la distribución de los esfuerzos externos en la misma. De nuevo, se va a diferenciar entre los arriostramientos frente a acciones en la dirección del pórtico y en la perpendicular.



**FIGURA 31: Disposición del arriostramiento en perpendicular (arriba ) y en paralelo (abajo) a los planos del pórtico**



## 2.4. DIMENSIONADO DE UN PÓRTICO TIPO E INFLUENCIA DEL ARRIOSTRAMIENTO

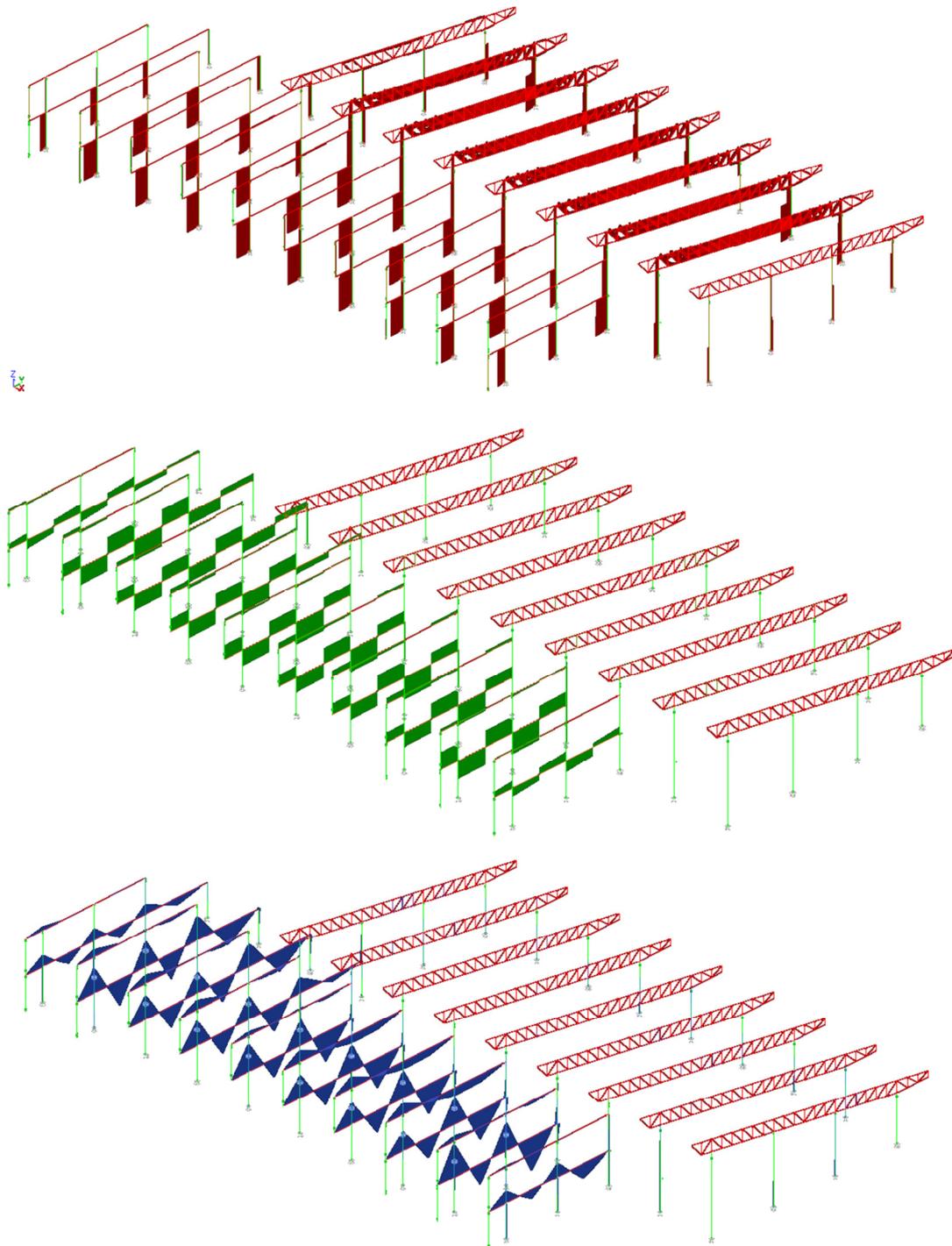


FIGURA 33: Diagrama de axiles, cortantes y flectores de los pórticos con arriostramiento. ELU 1 Resistencia, Persistente: Gravitatoria Uso

Se va a proceder a dimensionar un pórtico tipo característico de la estructura, con el ámbito de cargas de 6 metros y las combinaciones de carga determinadas anteriormente. Los perfiles que determine el pórtico se utilizarán para generar la estructura.

El pórtico se va a dimensionar de dos formas, sin la presencia de arriostramientos y con la presencia de arriostramientos. De esta forma se pretende demostrar lo importante que es la organización global de la estructura y cómo una correcta disposición de barras permite alcanzar la resistencia necesaria con perfiles más esbeltos, dando como resultado un dimensionado mucho más efectivo.

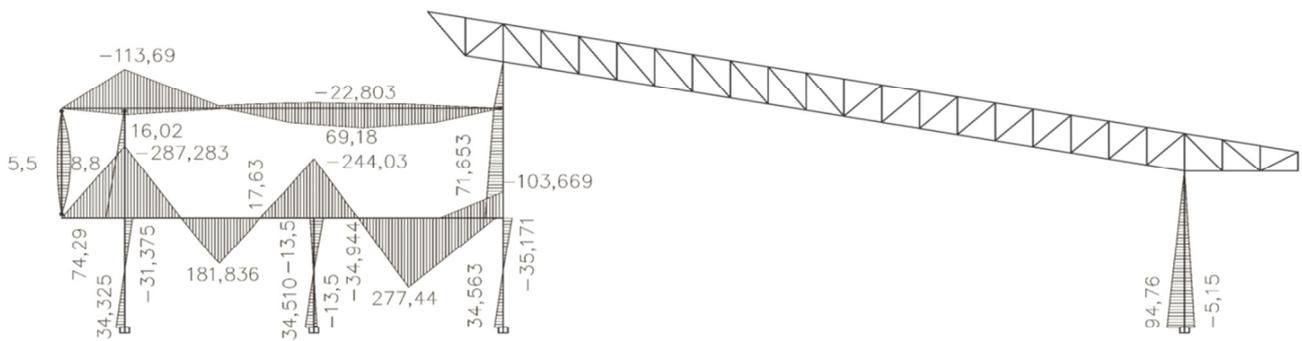
Los esfuerzos horizontales de viento en la dirección del pórtico los absorben los pilares trabajando a flexión como una ménsula en el caso del pórtico sin arriostramiento, mientras que el pilar se comporta como un perfil empotrado – apoyado, lo que se reflejará en la distribución de esfuerzos del pórtico.

Los enlaces entre pilares y vigas en el primer forjado se consideran rígidos, transmitiéndose momento flector entre ellos. De esta forma se evita una flecha excesiva en centro de vano. Los enlaces entre pilares y vigas en el segundo forjado se realizan por nudos articulados, ya que la cubierta que sustentan es ligera y no tiene una flecha excesiva

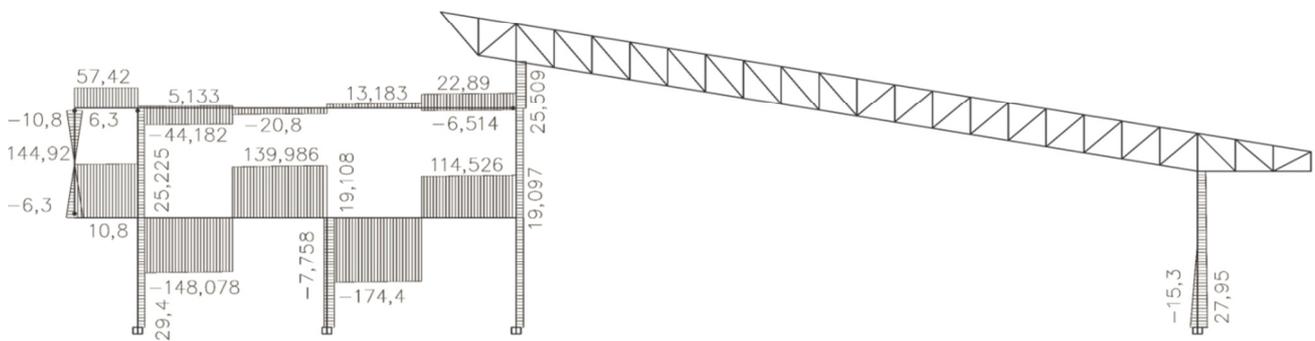
Los coeficientes  $\beta$  de pandeo se establecen por tramos según el programa de cálculo Architrave. Dado que el programa toma la longitud de las barras como la distancia entre cabezas de barra, sin diferenciar entre la longitud en una dirección y otra, habrá que tener en cuenta la influencia que esto tiene a la hora de definir la longitud de pandeo de las barras. Así, si sabemos que una determinada barra debe tener una cierta longitud de pandeo, se deberán modificar manualmente los coeficientes para, con la longitud que ha detectado el programa, obtener la longitud de pandeo correcta.

Esto va a ser especialmente importante en pilares, pues sólo detecta la longitud hasta el apoyo transversal del pilar, y no toda la longitud del mismo, que es necesario tener en cuenta al analizar su comportamiento en el plano del pórtico

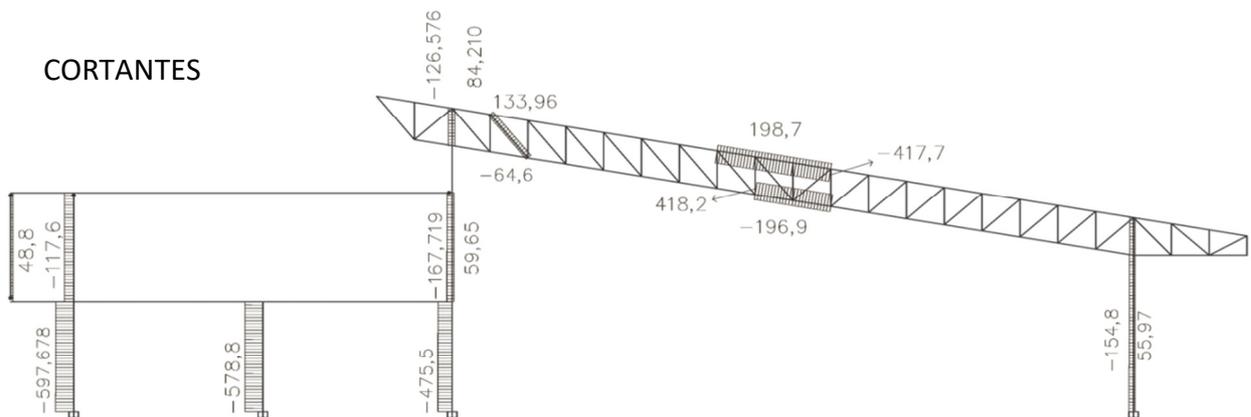
Por criterios de facilidad de montaje y de organización en obra, se va a utilizar el mismo tipo de perfil para elementos similares. De esta forma, se utilizará el mismo perfil para todos los montantes, las diagonales, el cordón superior y el inferior de la viga en celosía. Los perfiles que formen parte de tramos de pilares y vigas serán continuos en todo el elemento. El tramo más solicitado será el que determine la sección utilizada. Además, se van a aplicar los criterios de predimensionado reflejados en la referencia 3



FLECTORES

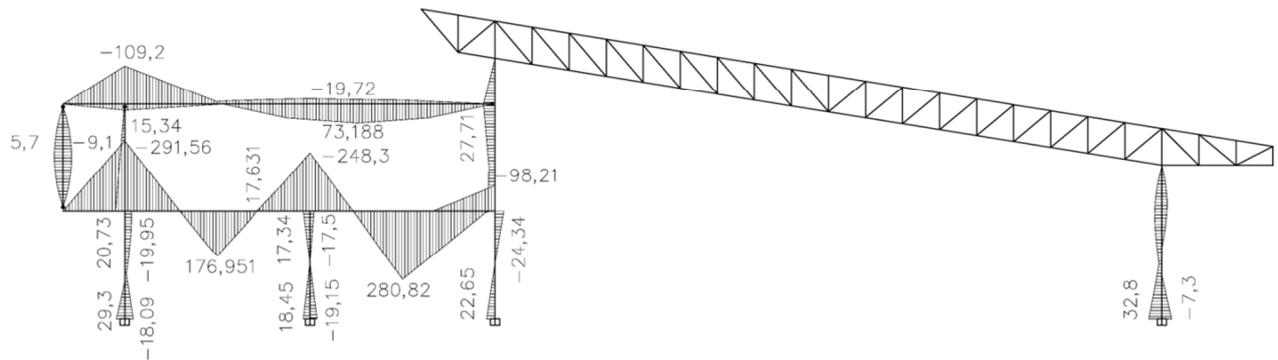


CORTANTES

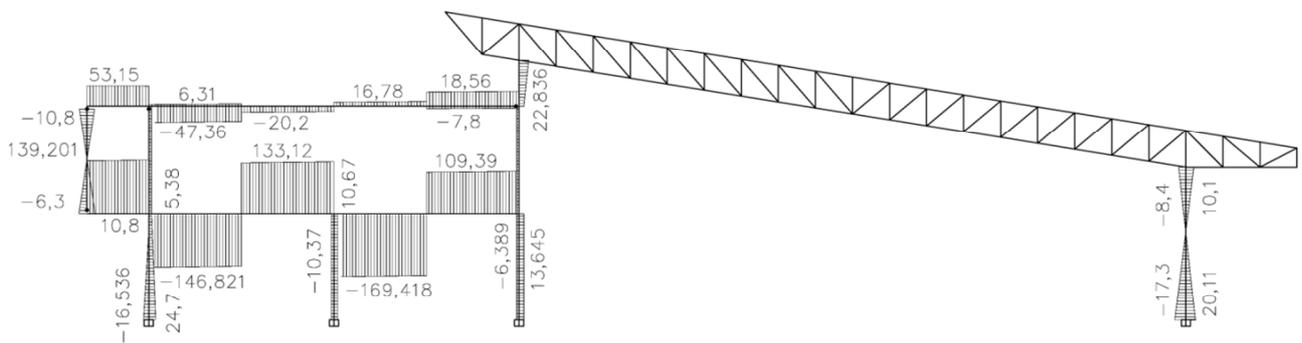


AXILES

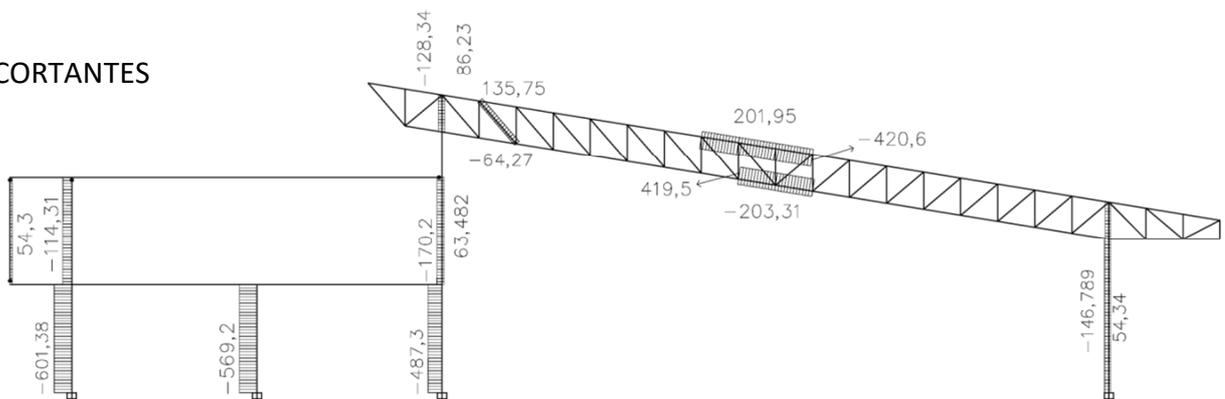
FIGURA 34: Envolvente del pórtico ELU, obtenido mediante Architrave. Esfuerzos en Kn y Kn.m. Caso sin arriostramiento



FLECTORES

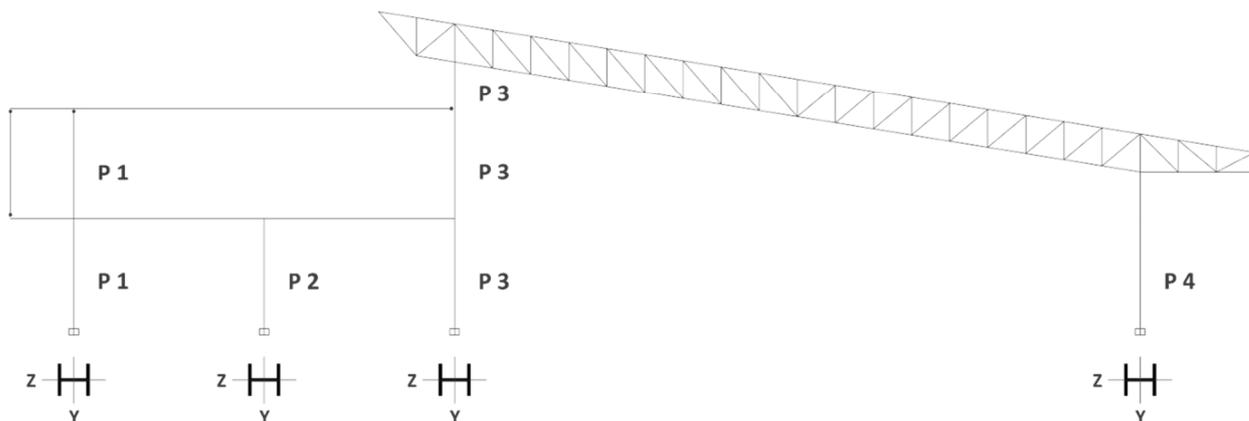


CORTANTES



AXILES

FIGURA 35: Envolvente del pórtico ELU, obtenido mediante Architrave. Esfuerzos en Kn y Kn.m. Caso con arriostramiento



**FIGURA 36: Orientación de pilares y numeración**

### 2.4.1. DIMENSIONADO DE PILARES

El esfuerzo principal que los pilares van a tener que soportar es el axil. No obstante, el pilar puede estar sometido a flexión, por lo que una de las dos condiciones que los perfiles deben cumplir son:

$$A \geq \frac{Nd}{f_{yd}}$$

$$W_{pl,y} \geq \frac{Md}{f_{yd}}$$

Además, el CTE especifica que un perfil metálico sometido a compresión simple o flexocompresión debe tener una esbeltez mecánica  $\lambda \leq 2$ . Dado que la esbeltez mecánica  $\lambda = \frac{Lk}{i}$ , finalmente tenemos que el perfil debe cumplir en las dos direcciones principales la siguiente condición:  $\frac{Lk}{i} \leq 173$

El perfil elegido para pilares será el perfil HEB, ya que la mayor superficie de la sección transversal lo hace ideal para soportar el axil que afecta a los pilares. Se orientarán con el eje de mayor inercia en la dirección del pórtico, ya que el momento de mayor valor se produce en esa dirección.

Para homogeneizar los perfiles utilizados en los pilares, se va a predimensionar el pilar más solicitado, y el perfil que cumpla será el que se utilizará en todos los pilares del pórtico. Con este criterio, y observando el diagrama de esfuerzos tenemos que los pilares 1 y 3 tienen similares valores de flexión en todos sus tramos, pero el pilar 1 tiene un axil de compresión mayor en su tramo inferior. Por su parte el pilar más solicitado a flexión es el pilar 4. Se hará una comparación de ambos y se elegirá el perfil de mayor dimensión.

**CASO SIN ARRIOSTRAMIENTO**

- PILAR 1 (TRAMO INFERIOR)  $L = 3,5$  m

$$M_d = 34,325 \text{ KNm}, f_{yd} = \frac{275}{1,05} = 262 \text{ N/mm}^2 \rightarrow W_{pl,y} \geq 131,53 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$Lk_y = L \times \beta_y = 3,5 \times 0,53 \text{ (Según Architrave)} = 1,855 \text{ m} \rightarrow i_y \geq 10,73 \text{ mm}$$

$$Lk_z = L \times \beta_z = 3,5 \times 0,56 \text{ (Según Architrave)} = 1,96 \text{ m} \rightarrow i_z \geq 11,33 \text{ mm}$$

El primer perfil que cumple estas condiciones es el perfil HEB 120

$$W_{pl,y} = 165,2 \times 10^3 \text{ mm}^3, A = 3400 \text{ mm}^2$$

$$i_y = 50,4 \text{ mm},$$

$$i_z = 30,6 \text{ mm}$$

Con estas condiciones de pandeo, se comprueba mediante el programa Architrave que el perfil NO CUMPLE en cuanto a RESISTENCIA A FLEXOCOMPRESIÓN y a PANDEO. El perfil falla tanto a resistencia, como a pandeo, siendo el primer perfil que cumple ambas condiciones el HEB 140.

PILAR 1 (TRAMO SUPERIOR)  $L = 3,5$  m

$$M_d = 74,29 \text{ KNm}, f_{yd} = \frac{275}{1,05} = 262 \text{ N/mm}^2 \rightarrow W_{pl,y} \geq 283,59 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$Lk_y = L \times \beta_y = 3,5 \times 2 \text{ (Empotrado - Libre)} = 7 \text{ m} \rightarrow i_y > 40,46 \text{ mm}$$

$$Lk_z = L \times \beta_z = 3,5 \times 2 \text{ (Empotrado - Libre)} = 7 \text{ m} \rightarrow i_z > 40,46 \text{ mm}$$

El primer perfil que cumple estas condiciones es el perfil HEB 160

$$W_{pl,y} = 354 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$A = 5430 \text{ mm}^2$$

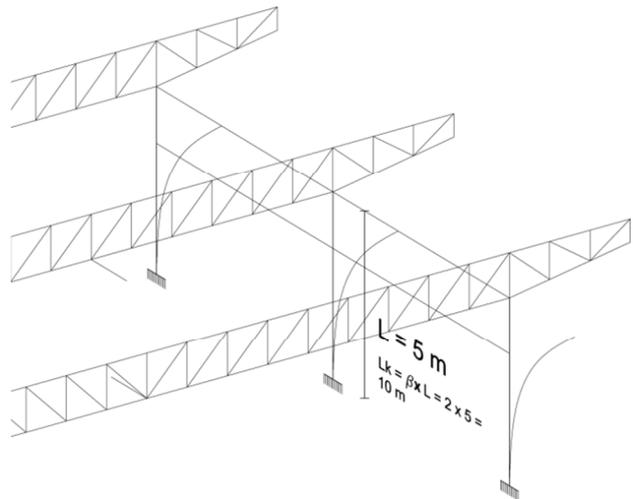
$$i_y = 67,8 \text{ mm}$$

$$i_z = 40,5 \text{ mm}$$

Con estas condiciones de pandeo, se comprueba mediante el programa Architrave que el perfil CUMPLE en cuanto a RESISTENCIA A FLEXOCOMPRESIÓN Y PANDEO. El primer perfil que cumple es el HEB 180

- PILAR 4 L = 5 m

En el plano del pórtico la barra deforma como empotrada-libre. La longitud de pandeo en este caso sería  $L_k = L \times 2 = 10$  m. La presencia de un perfil a una altura de 3,5 m aporta un apoyo en el plano transversal, de forma que el valor de  $\beta_z$  sería 0,7. No obstante, como en este caso no se considera la presencia del arriostramiento transversal, la presencia del perfil es irrelevante, por lo que la longitud de pandeo también se toma como  $L_k = L \times 2 = 10$  m



$$L_{k_y} = L \times \beta_y = 5 \times 2 \text{ (Empotrado-Libre)} = 10 \text{ m} \quad \rightarrow \quad i_y > 40,46 \text{ mm}$$

$$L_{k_z} = L \times \beta_z = 5 \times 2 \text{ (Empotrado-Libre)} = 10 \text{ m} \quad \rightarrow \quad i_z > 40,46 \text{ mm}$$

$$M_d = 94,76 \text{ KNm}, \quad f_{yd} = \frac{275}{1,05} = 262 \text{ N/mm}^2 \quad \rightarrow \quad W_{pl,y} \geq 361,68 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

El primer perfil que cumple esta condición es el perfil HEB 180

$$W_{pl,y} = 482 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$A = 6530 \text{ mm}^2$$

$$i_y = 76,6 \text{ mm}$$

$$i_z = 45,7 \text{ mm}$$

Con estas condiciones, se comprueba mediante el programa Architrave que el perfil CUMPLE en cuanto a RESISTENCIA A FLEXOCOMPRESIÓN Y PANDEO.

Por tanto, el perfil que se va a utilizar para formalizar los pilares es el perfil HEB 180, cuando no existen arriostramientos que controlen la longitud de pandeo de las barras.

**CASO CON ARRIOSTRAMIENTO**

- PILAR 1 (TRAMO INFERIOR)  $L = 3,5$  m

$$M_d = 29,3 \text{ KNm}, f_{yd} = \frac{275}{1,05} = 262 \text{ N/mm}^2 \rightarrow W_{pl,y} \geq 111,83 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$Lk_y = L \times \beta_y = 3,5 \times 0,53 \text{ (Según Architrave)} = 1,855 \text{ m} \rightarrow i_y \geq 10,73 \text{ mm}$$

$$Lk_z = L \times \beta_z = 3,5 \times 0,56 \text{ (Según Architrave)} = 1,96 \text{ m} \rightarrow i_z \geq 11,33 \text{ mm}$$

El primer perfil que cumple estas condiciones es el perfil HEB 120

$$W_{pl,y} = 165,2 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$A = 3400 \text{ mm}^2$$

$$i_y = 50,4 \text{ mm}$$

$$i_z = 30,6 \text{ mm}$$

Se comprueba mediante el programa Architrave que el perfil NO CUMPLE en cuanto a RESISTENCIA A FLEXOCOMPRESIÓN y a PANDEO. El perfil falla tanto a resistencia, como a pandeo, siendo el primer perfil que cumple ambas condiciones el HEB 140.

- PILAR 1 (TRAMO SUPERIOR)  $L = 3,5$  m

$$M_d = 20,73 \text{ KNm}, f_{yd} = \frac{275}{1,05} = 262 \text{ N/mm}^2 \rightarrow W_{pl,y} \geq 79,12 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$Lk_y = L \times \beta_y = 3,5 \times 0,7 \text{ (Empotrado - Libre)} = 2,45 \text{ m} \rightarrow i_y > 14,612 \text{ mm}$$

$$Lk_z = L \times \beta_z = 3,5 \times 0,7 \text{ (Empotrado - Libre)} = 2,45 \text{ m} \rightarrow i_z > 14,612 \text{ mm}$$

El primer perfil que cumple estas condiciones es el perfil HEB 100

$$W_{pl,y} = 354 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$A = 2600 \text{ mm}^2$$

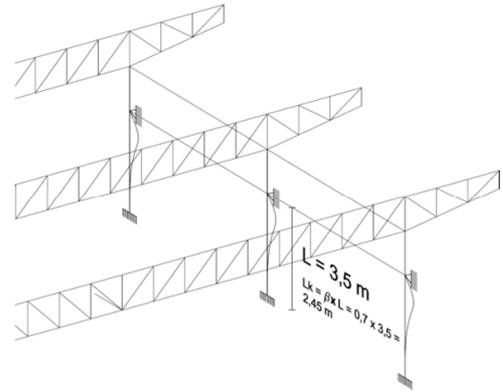
$$i_y = 41,6 \text{ mm}$$

$$i_z = 25,3 \text{ mm}$$

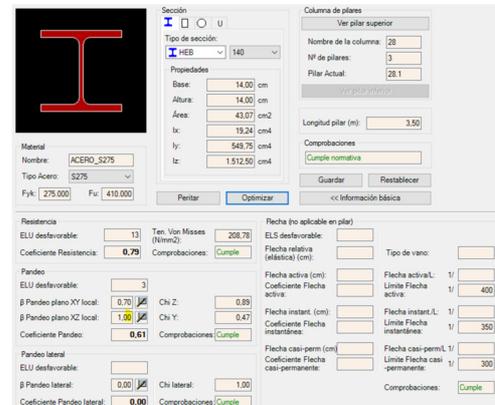
Se comprueba mediante el programa Architrave que el perfil NO CUMPLE en cuanto a RESISTENCIA A FLEXOCOMPRESIÓN Y PANDEO. El primer perfil que cumple es el HEB 120

- PILAR 4 L = 5 m

En el plano del pórtico la barra deforma como empotrada-apoyada. La longitud de pandeo en este caso sería  $L_{ky} = L \times 0,7 = 3,5$  m. La presencia de un perfil a una altura de 3,5 m aporta un apoyo en el plano transversal, de forma que el valor de  $\beta_z$  sería 0,7. La longitud de pandeo en esa dirección será  $L_{kz} = L \times 0,7 = 2,45$  m



El programa Architrave define las barras como la distancia entre cabezas de barras, lo que significa que esta barra la define con una longitud de 3,5 metros por el perfil de apoyo transversal. A la hora de introducir los  $\beta$  de pandeo manualmente debemos asegurar que las longitudes de pandeo coinciden con la que realmente debemos obtener. Si tenemos en cuenta la longitud que ha tomado el programa de 3,5 metro, el coeficiente  $\beta_z$  ( $\beta_y$  en el programa) = 0,7 es correcto, pues sabemos que en la dirección transversal  $L_{kz} = L \times 0,7 = 2,45$  m. Sin embargo, en la dirección del pórtico la longitud de pandeo sería  $L_{ky} = L \times 0,7 = 3,5$  m, por lo que para obtener ese valor en el programa deberemos introducir una  $\beta_y$  ( $\beta_z$  en el programa) = 1



$$L_{ky} = L \times \beta_y = 5 \times 0,7 = L(\text{programa}) \times \beta_z(\text{programa}) = 3,5 \times 1 = 3,5 \text{ m}$$

$$L_{ky} = L \times \beta_y = 5 \times 0,7 \text{ (Empotrado-Apoyado)} = 3,5 \text{ m} \rightarrow i_y > 20,23 \text{ mm}$$

$$L_{kz} = L \times \beta_z = 3,5 \times 0,7 \text{ (Empotrado-Apoyado)} = 2,45 \text{ m} \rightarrow i_z > 14,612 \text{ mm}$$

$$M_d = 32,8 \text{ KNm}, f_{yd} = \frac{275}{1,05} = 262 \text{ N/mm}^2 \rightarrow W_{pl,y} \geq 125,19 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

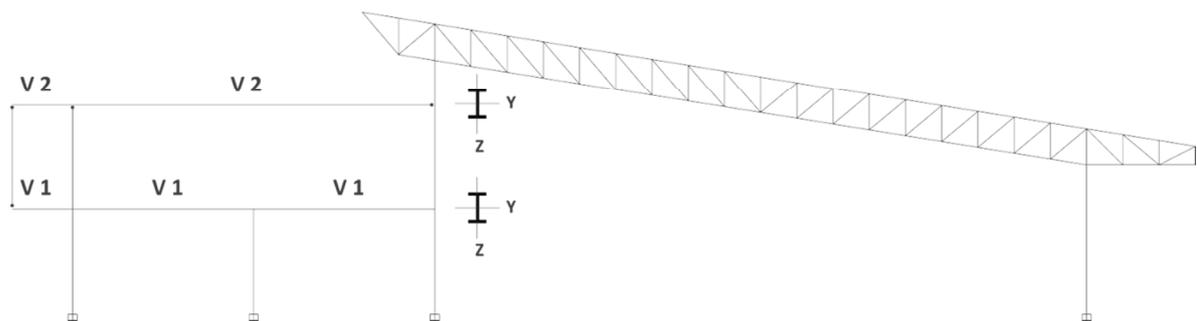
El primer perfil que cumple esta condición es el perfil HEB 120

$$W_{pl,y} = 165,2 \times 10^3 \text{ mm}^3, i_y = 50,4 \text{ mm}$$

$$A = 3400 \text{ mm}^2, i_z = 30,6 \text{ mm}$$

Se comprueba mediante el programa Architrave que el perfil NO CUMPLE en cuanto a RESISTENCIA A FLEXOCOMPRESIÓN Y PANDEO. El primer perfil que cumple es el HEB 140. Por tanto, el perfil que se va a utilizar para formalizar los pilares es el perfil HEB 140, en el caso con arriostramiento.

## 2.4.2. DIMENSIONADO VIGAS



**FIGURA: Orientación de vigas y numeración**

El esfuerzo principal que las vigas van a tener que soportar es el momento, por tanto la condición que deben cumplir los perfiles será:

$$W_{pl,y} \geq \frac{M_d}{f_{yd}}$$

Siendo  $W_{pl,y}$  el momento resistente plástico del perfil,  $M_d$  el momento máximo de sollicitación mayorado, y  $f_{yd}$  la tensión de cálculo del acero.

Se va a proceder a dimensionar las vigas en la zona de forjados pesados. El perfil elegido para vigas será el perfil IPE, ya que la mayor sección transversal lo hace ideal para soportar el momento que afecta a las vigas. Se orientarán con el eje de mayor inercia en la dirección del pórtico, ya que el momento de mayor valor se produce en esa dirección.

Para las vigas, los esfuerzos que las afectan tanto con arriostramientos como sin ellos son prácticamente iguales, ya que no hay un cambio en los enlaces de los extremos de barra. La influencia de los arriostramientos únicamente se notará en aquellas vigas afectadas por pandeo lateral, acortando la longitud de pandeo transversal de las mismas mediante las correas de cubierta a las vigas.

La viga del primer forjado está atada al mismo mediante uniones de manera continua, por lo que se puede considerar suficientemente rigidizada frente a este efecto.

No obstante, la viga de cubierta está atada a una cubierta deck ligera, por lo que no se puede considerar suficientemente rigidizada, y habrá que estudiar la influencia del pandeo lateral en el dimensionado, así como la consecuencia de no tener un arriostramiento que lo corrija.

**VIGA 1 (VOLADIZO) L = 2 m**

Se elige el tramo de viga más solicitado a flexión, siendo este el tramo de la viga en voladizo.

$$M_d = 287,2 \text{ KNm}, f_{yd} = \frac{275}{1,05} = 262 \text{ N/mm}^2 \quad \rightarrow W_{pl,y} \geq 1096,2 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

El primer perfil que cumple esta condición es el perfil IPE 400

$$W_{pl,y} = 1308 \times 10^3 \text{ mm}^3, A = 8450 \text{ mm}^2$$

$$i_y = 165 \text{ mm}, i_z = 39,5 \text{ mm}$$

Se comprueba mediante el programa Architrave que el perfil NO CUMPLE el LÍMITE DE FLECHA. El primer perfil que cumple dicha condición es perfil IPE 450.

Dado que la viga tiene tramos que requieren distintos tamaños de perfil, se va a utilizar el perfil de mayor tamaño. De esta forma se simplifican problemas de montaje, conformándose toda la viga con un perfil IPE 450

**VIGA 2 (NUDO CENTRAL) L = 12 m****SIN ARRIOSTRAMIENTO**

Sin arriostramiento transversal, la longitud frente pandeo lateral, si se considera la viga como biapoyada y por tanto un  $\beta = 1$ , la longitud de pandeo lateral se corresponde con la luz de la viga entre soportes, siendo  $L_{k,LT} = L \times \beta_{LT} = 12 \times 1$  (Biapoyado) = 12m

$$M_d = 113,69 \text{ KNm}, f_{yd} = \frac{275}{1,05} = 262 \text{ N/mm}^2$$

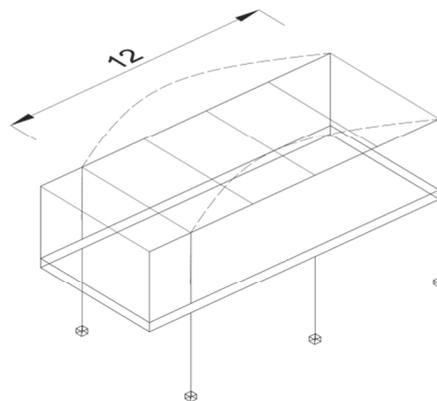
$$W_{pl,y} \geq 433,93 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

El primer perfil que cumple esta condición es el perfil IPE 270

$$W_{pl,y} = 484 \times 10^3 \text{ mm}^3, A = 4590 \text{ mm}^2$$

$$i_y = 112 \text{ mm}, i_z = 30,2 \text{ mm}$$

Con estas condiciones de pandeo, se comprueba mediante el programa Architrave que el perfil NO CUMPLE a PANDEO LATERAL. El primer perfil que cumple dicha condición es perfil IPE 400.



**CON ARRIOSTRAMIENTO**

Con arriostramiento transversal, la longitud de pandeo lateral  $L_{kLT}$  será la distancia entre puntos de arriostramiento transversal, considerándose la viga como biapoyada, con un  $\beta = 1$  para la distancia entre correas, siendo  $L_{kLT} = L \times \beta_{LT} = 3 \times 1$  (Biapoyado) = 3m

$$M_d = 113,69 \text{ KNm}, \quad f_{yd} = \frac{275}{1,05} = 262 \text{ N/mm}^2$$

$$W_{pl,y} \geq 433,93 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

El primer perfil que cumple esta condición es el perfil IPE 270

$$W_{pl,y} = 484 \times 10^3 \text{ mm}^3, \quad A = 4590 \text{ mm}^2$$

$$i_y = 112 \text{ mm}, \quad i_z = 30,2 \text{ mm}$$

Con estas condiciones de pandeo, se comprueba mediante el programa Architrave que el perfil NO CUMPLE EL LÍMITE DE FLECHA. El primer perfil que cumple dicha condición es perfil IPE 300.

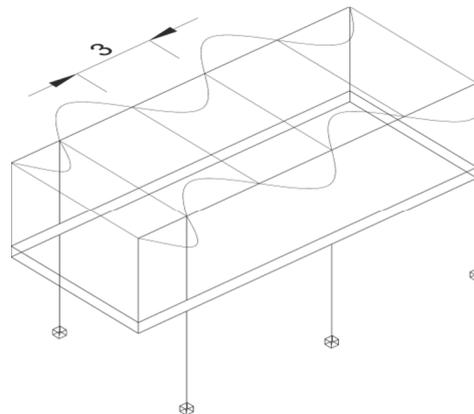
**2.4.3. DIMENSIONADO VIGA EN CELOSÍA**

La viga en celosía cubre el espacio de la piscina. Dadas las dimensiones de la piscina y el espacio libre necesario a ambos lados para su uso, la luz final se establece en 21,6 metros. Todas las barras de las vigas están sometidas a axil por la naturaleza de la misma, considerándose los nudos como articulaciones.

La longitud de pandeo en la dirección del pórtico es la distancia entre nudos de la celosía, mientras que en la dirección perpendicular dependerá de la distribución de correas y de la presencia o no de arriostramiento transversal para el cordón inferior.

Este elemento es quizá el más afectado por la presencia o no de arriostramiento debido a la gran luz que debe salvar, lo que da una longitud de pandeo transversal muy restrictiva. Si no se controla ésta distancia puede dar lugar a perfiles muy grandes, por lo que su arriostramiento es necesario para garantizar su correcto funcionamiento.

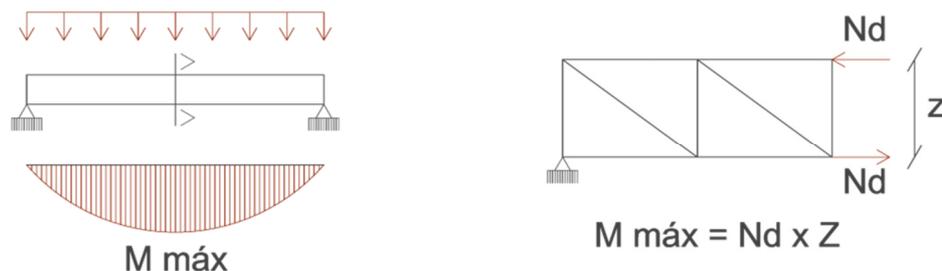
Será por tanto necesario controlar la longitud de las barras comprimidas para evitar un sobredimensionado de las mismas por pandeo. Para predimensionar la viga, se van a utilizar los criterios de la referencia 4



### DETERMINACIÓN DEL CANTO DE LA CELOSÍA

Se ha determinado el canto de la viga entre 1/15 y 1/20 de la luz. Con una luz de 21,6 metros, esto da un canto entre 1,44 y 1,08 metros. Finalmente se elige un canto de 1,20 metros, 1/18 de la luz.

### DISEÑO DE LA VIGA EN CELOSÍA



**FIGURA 37: Analogía entre momento máximo en una viga de alma llena y axiles Máximos de una viga en celosía, concentrados en el centro de vano**

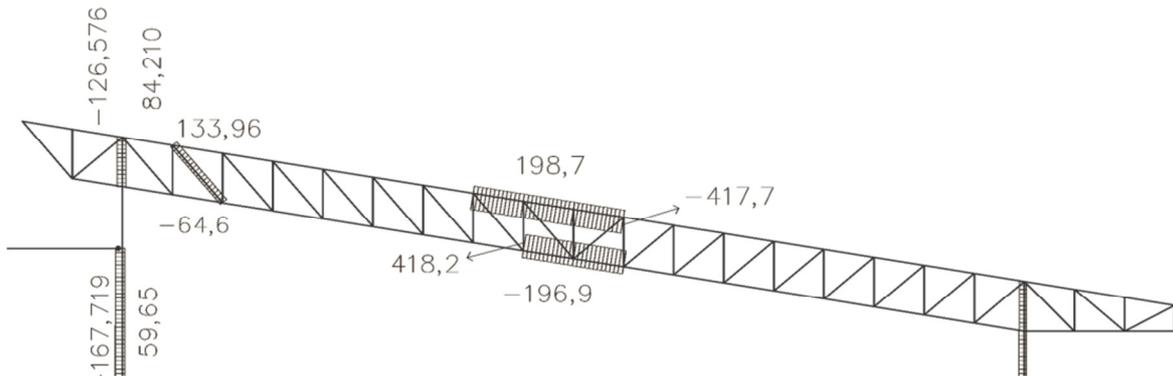
Una vez determinada el canto de la celosía se diseña la distribución de perfiles en la misma. Se determina la separación de montantes en 1,2 metros, diseñándose como una viga Pratt inclinada, de forma que las diagonales de la viga trabajen a tracción frente a esfuerzos gravitatorios.

Las correas se disponen cada dos montantes, para evitar una flexión excesiva de los paneles de cubierta, y al mismo tiempo servir de apoyo transversal para el cordón comprimido de la viga.

Al mismo tiempo se disponen correas adicionales que sirven de apoyo transversal al cordón inferior, que como se puede observar en la envolvente ELU también está sometida a compresión por succiones en cubierta. Estas correas se disponen cada 4 montantes, excepto en el centro de vano, donde la viga está más solicitada

La distribución de las diagonales se dispone de forma que se eviten las compresiones en la misma, por lo que al llegar al centro de vano las diagonales cambian su orientación. Así mismo, se deben evitar ángulos menores a 30º y mayores que 150º para facilitar el montaje en perfiles tubulares.

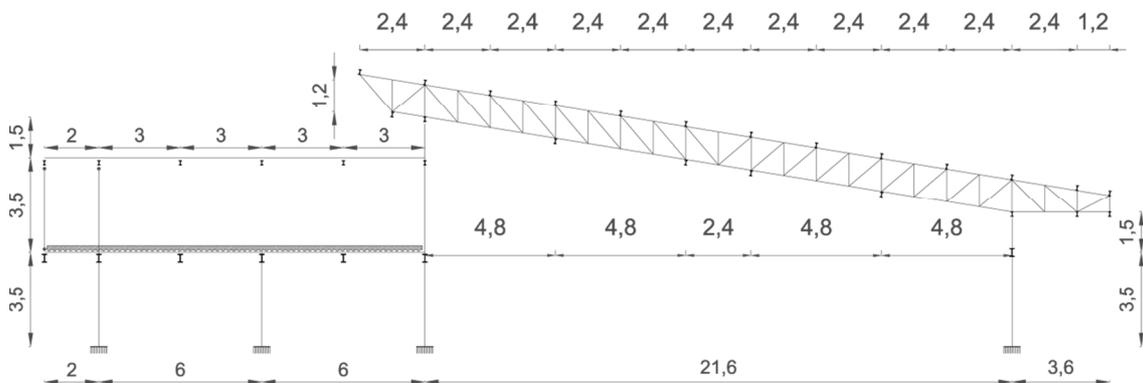
La distribución de esfuerzos de la viga en celosía imita la distribución de esfuerzos que se produce en una viga de alma llena sometida a flexión simple. Dado que el momento se asocia a un par de fuerzas, una de compresión y otra de tracción en los extremos del canto de la viga, este par de fuerzas es el que somete a compresión y a tracción los cordones de la viga en celosía. Es por esto que los mayores esfuerzos de los cordones se encuentran en el centro de vano, pues es el punto de momento máximo..



**FIGURA 38: Perfiles más solicitados de la celosía, envolvente ELU**

Así mismo, los montantes más solicitados se encuentran en los apoyos de la viga, coincidente con el esfuerzo cortante máximo. Las diagonales más solicitadas son las cercanas a los apoyos, por el mismo motivo

Estos puntos se confirman al observar la envolvente ELU, siendo las zonas de mayor solicitadas de la viga en celosía, y por tanto los que se van a analizar.



**FIGURA 39: Pórtico tipo**

**DIMENSIONADO DE LOS MONTANTES:** Los montantes tienen la misma longitud de pandeo tanto en el plano del pórtico como en el plano perpendicular, por tanto el dimensionado es independiente del arriostramiento. Los montantes más solicitados son los situados directamente sobre los soportes. Para simplificar el proceso de montaje de la viga, el perfil que cumpla en el montante más solicitado será el que se utilice para el resto de montantes. Para su formalización se utilizará el perfil tubular cuadrado

$$N_d = 126,576 \text{ KN (Compresión)}, f_{yd} = \frac{275}{1,05} = 262 \text{ N/mm}^2 \rightarrow A \geq 480 \text{ mm}^2$$

El primer perfil que cumple esta condición es el perfil #50.3,

$$A = 533 \text{ mm}^2, i_y = 22,4 \text{ mm}, i_z = 22,4 \text{ mm}$$

La longitud de pandeo en la dirección perpendicular al pórtico y en la dirección del pórtico es similar.

$$L_{k_y} = L \times \beta_y = 1,22 \times 1 \text{ (Apoyado-Apoyado)} = 1,22 \text{ m}$$

$$L_{k_z} = L \times \beta_z = 1,22 \times 1 \text{ (Apoyado-Apoyado)} = 1,22 \text{ m}$$

Con estas condiciones de pandeo, se comprueba mediante el programa Architrave que el perfil NO CUMPLE a PANDEO. El primer perfil que cumple dicha condición es perfil #55.4

**DIMENSIONADO DE LAS DIAGONALES:** Las diagonales tienen la misma longitud de pandeo tanto en el plano del pórtico como en el plano perpendicular, por tanto el dimensionado es independiente del arriostramiento. Las diagonales más solicitadas son las situadas cerca de los soportes. Para simplificar el proceso de montaje de la viga, el perfil que cumpla en la diagonal más solicitada será el que se utilice para la diagonal. Para su formalización se utilizará el perfil tubular cuadrado

$$N_d = 133,96 \text{ KN (Tracción)}, f_{yd} = \frac{275}{1,05} = 262 \text{ N/mm}^2 \rightarrow A \geq 481,26 \text{ mm}^2$$

El primer perfil que cumple esta condición es el perfil #50.3,

$$A = 533 \text{ mm}^2, i_y = 22,4 \text{ mm}, i_z = 22,4 \text{ mm}$$

La longitud de pandeo en la dirección perpendicular al pórtico y en la dirección del pórtico es similar.

$$L_{k_y} = L \times \beta_y = 1,86 \times 1 \text{ (Apoyado-Apoyado)} = 1,86 \text{ m}$$

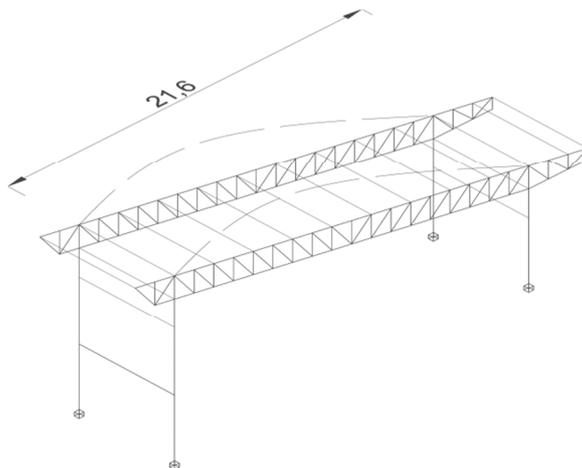
$$L_{k_z} = L \times \beta_z = 1,86 \times 1 \text{ (Apoyado-Apoyado)} = 1,86 \text{ m}$$

Con estas condiciones de pandeo, se comprueba mediante el programa Architrave que el perfil NO CUMPLE a PANDEO. El primer perfil que cumple ambas condiciones es el #50.4

## DIMENSIONADO DE LOS CORDONES

### SIN ARRIOSTRAMIENTO

Se va a analizar el tramo de cordón más solicitado, que como ya se ha explicado está situado en el centro de vano. El valor de la sollicitación axial del mismo será la que determine el perfil a utilizar en toda la longitud del cordón. Esta sollicitación será también la que produzca el pandeo del cordón



- CORDÓN SUPERIOR: Sin arriostramiento transversal, la longitud de pandeo en esta dirección está definida por la luz entre soportes, considerándose el cordón como biapoyada y por tanto con un coeficiente  $\beta = 1$ . En el plano del pórtico la barra padea según la distancia entre nudos.

Para su formalización se utilizará un perfil tubular cuadrado

$$N_d = 417,7 \text{ KN (Compresión)}, f_{yd} = \frac{275}{1,05} = 262 \text{ N/mm}^2 \quad \rightarrow \quad A \geq 1632,44 \text{ mm}^2$$

El primer perfil que cumple esta condición es el perfil #80.6,

$$L_{k_y} = L \times \beta_y = 1,22 \times 1 \text{ (Apoyado-Apoyado)} = 1,22 \text{ m}$$

$$L_{k_z} = L \times \beta_z = 21,6 \times 1 \text{ (Apoyado-Apoyado)} = 21,6 \text{ m}$$

Con estas condiciones, de pandeo NINGÚN PERFIL CUADRADO CUMPLE A PANDEO. Para que el cordón cumpla se elige un perfil 2UPN 400

- CORDÓN INFERIOR: Sin arriostramiento transversal, la longitud de pandeo en esta dirección está definida por la luz entre soporte, considerándose el cordón como biapoyado y por tanto con un coeficiente  $\beta = 1$ . En el plano del pórtico la barra padea según la distancia entre nudos.

Para su formalización se utilizará el perfil tubular cuadrado.

$$N_d = 418,2 \text{ KN (Tracción)}, f_{yd} = \frac{275}{1,05} = 262 \text{ N/mm}^2 \quad A \geq 1632,44 \text{ mm}^2$$

El primer perfil que cumple esta condición es el perfil #80.6,

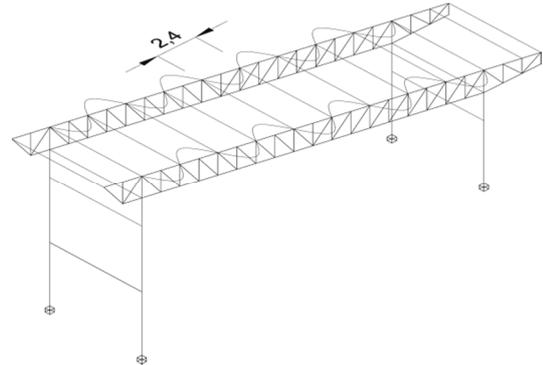
$$Lk_y = L \times \beta_y = 1,22 \times 1 \text{ (Apoyado-Apoyado)} = 1,22 \text{ m}$$

$$Lk_z = L \times \beta_z = 21,6 \times 1 \text{ (Apoyado-Apoyado)} = 21,6 \text{ m}$$

Con estas condiciones de pandeo NINGÚN PERFIL CUADRADO CUMPLE A PANDEO. Para que el cordón cumpla se elige un perfil 2UPN 260

**CON ARRIOSTRAMIENTO**

CORDÓN SUPERIOR: Con arriostramiento transversal, la longitud de pandeo en esta DIRECCIÓN está definida por la luz entre correas de cubierta, considerándose el cordón como biapoyado y por tanto con un coeficiente  $\beta = 1$ . En el plano del pórtico la barra pandea según la distancia entre nudos.



Para su formalización se utilizará el perfil tubular cuadrado

$$N_d = 417,7 \text{ KN (Compresión)}, f_{yd} = \frac{275}{1,05} = 262 \text{ N/mm}^2 \quad A \geq 1632,44 \text{ mm}^2$$

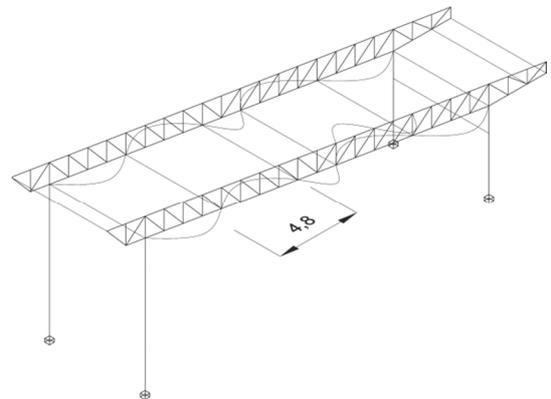
El primer perfil que cumple esta condición es el perfil #80.6,

$$Lk_y = L \times \beta_y = 1,22 \times 1 \text{ (Apoyado-Apoyado)} = 1,22 \text{ m}$$

$$Lk_z = L \times \beta_z = 2,44 \times 1 \text{ (Apoyado-Apoyado)} = 2,44 \text{ m}$$

Con estas condiciones de pandeo, se comprueba mediante el programa Architrave que el perfil NO CUMPLE A PANDEO. El primer cordón que cumple es el perfil # 120.5

CORDÓN INFERIOR: Con arriostramiento transversal, la longitud de pandeo en esta dirección está definida por distancia entre punto de arriostramiento transversal. En el plano del pórtico la barra pandea según la distancia entre nudos.



Para su formalización se utilizará el perfil tubular cuadrado  $N_d = 418,2 \text{ KN (Tracción)}$ ,

$$f_{yd} = \frac{275}{1,05} = 262 \text{ N/mm}^2 \quad A \geq 1632,44 \text{ mm}^2$$

El primer perfil que cumple esta condición es el perfil #80.6,

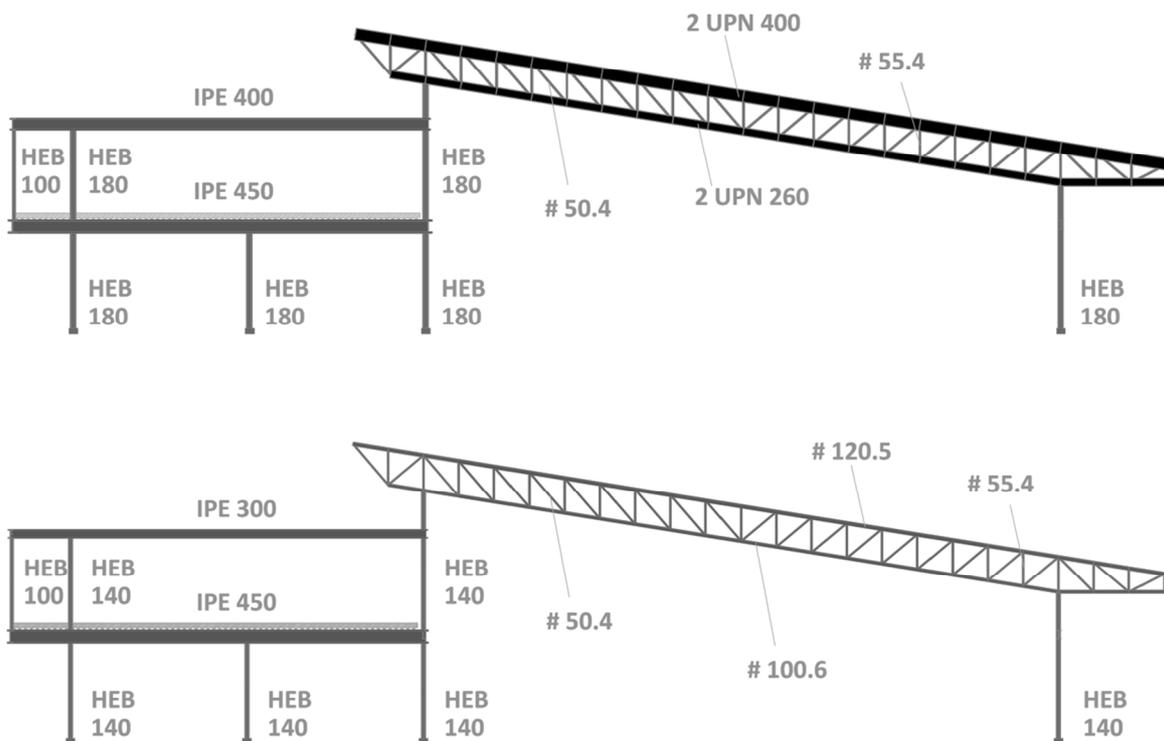
$$Lk_y = L \times \beta_y = 1,22 \times 1 \text{ (Apoyado-Apoyado)} = 1,22 \text{ m}$$

$$Lk_z = L \times \beta_z = 4,88 \times 1 \text{ (Apoyado-Apoyado)} = 4,88 \text{ m}$$

Con estas condiciones de pandeo, se comprueba mediante el programa Architrave que el perfil NO CUMPLE A PANDEO. El primer cordón que cumple es el perfil #100.5

**RESULTADO DEL DIMENSIONADO**

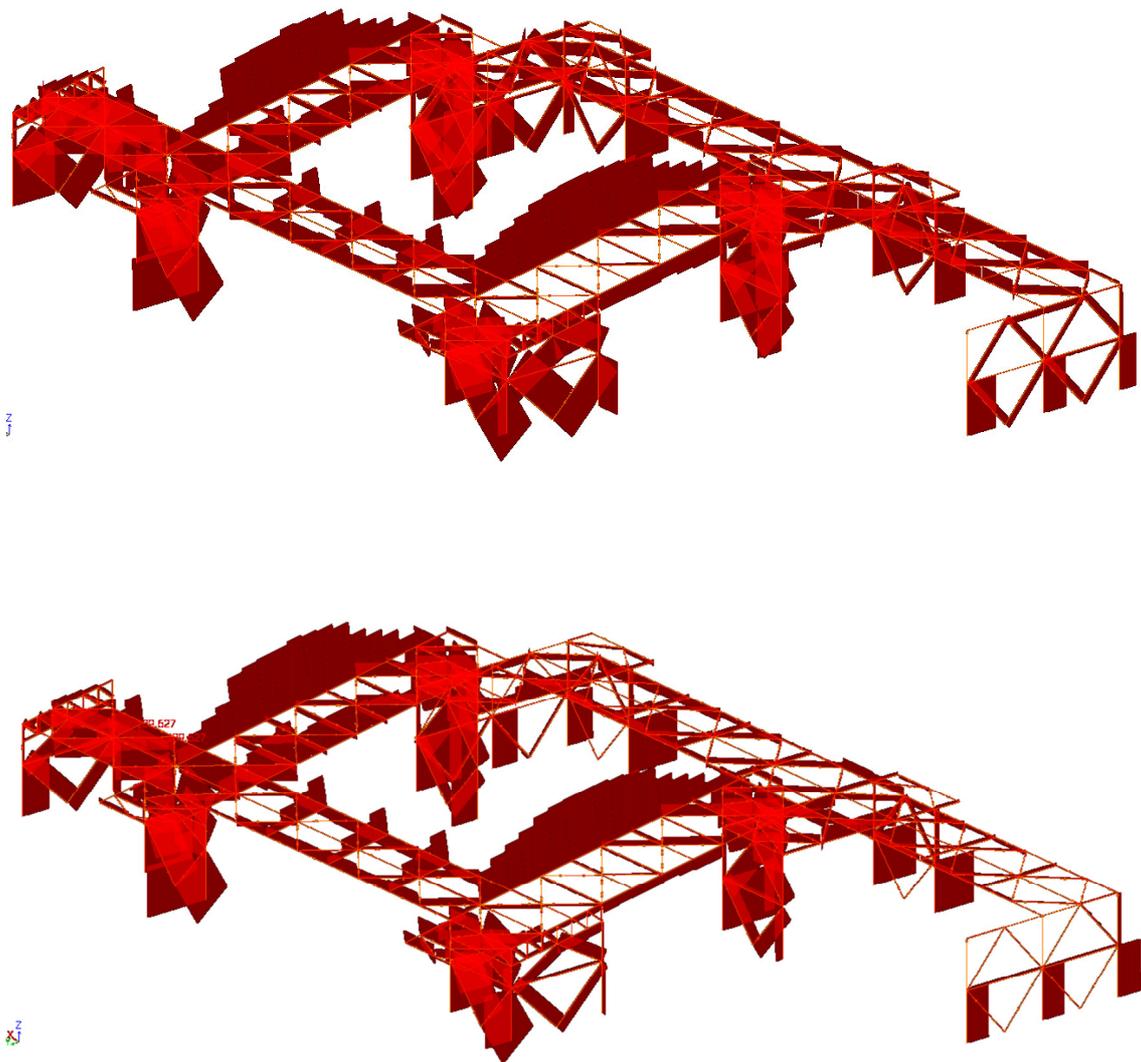
Comparando los resultados obtenidos con los dos métodos, se observa que el pórtico resultante da unos perfiles mucho mayores cuando no se reduce la longitud de pandeo mediante la organización global de la estructura. Adicionalmente, en el plano del pórtico la longitud de pandeo se reduce en pilares al darles un apoyo a los mismos en cabeza



**FIGURA Resultado del dimensionado, sin arriostramientos (arriba) y con arriostramientos (abajo)**

## 2.5. DIMENSIONADO DE LOS ARRIOSTRAMIENTOS

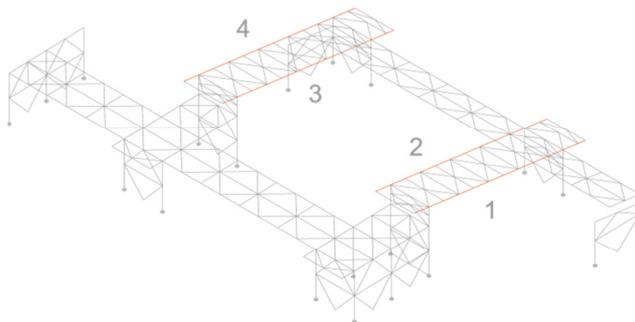
Los elementos de los pórticos que deben formar parte de los arriostramientos, además de soportar los esfuerzos propios de un pórtico de la estructura, reciben los esfuerzos de viento y las imperfecciones, formando parte del conjunto de elementos que generan el arriostramiento. Al comportarse como elementos triangulados de una viga en celosía, recibirán esfuerzos extra de tracción y compresión que se deben tener en consideración



**FIGURA 49: Esfuerzo axial en los arriostramientos, ELU 12 resistencia, persistente: Viento Norte (arriba) y ELU 15 resistencia, persistente: Viento Oeste (abajo)**

### 2.5.1 CORDONES COMPRIMIDOS

En la celosía los cordones comprimidos van a ser los que reciban las acciones de viento en la dirección perpendicular a los pórticos y las imperfecciones, además de las cargas ya asignadas, lo que dará lugar perfiles de mayor dimensión que en los demás pórticos



Mediante Architrave se determina que el cordón más solicitado es el cordón 2 de la celosía, con un axil:

$$N_d = 430 \text{ KN (Compresión)}, f_{yd} = \frac{275}{1,05} = 262 \text{ N/mm}^2 \rightarrow A \geq 1641,22 \text{ mm}^2$$

El primer perfil que cumple es el perfil tubular cuadrado #80.6

La longitud de pandeo en la dirección perpendicular al pórtico y en la dirección del pórtico es similar.

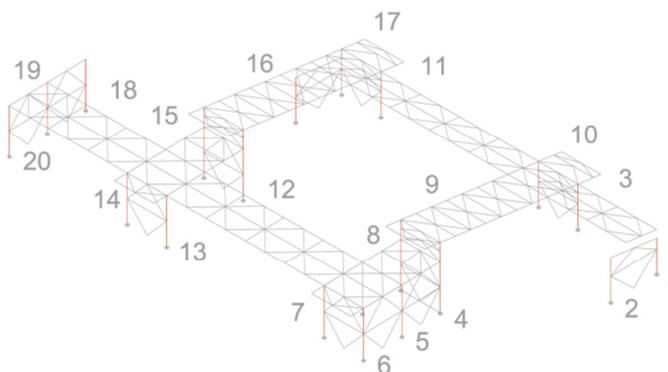
$$L_{k_y} = L \times \beta_y = 1,22 \times 1 \text{ (Apoyado-Apoyado)} = 1,22 \text{ m}$$

$$L_{k_z} = L \times \beta_z = 2,44 \times 1 \text{ (Apoyado-Apoyado)} = 2,44 \text{ m}$$

Con estas condiciones de pandeo, se comprueba mediante el programa Architrave que el perfil NO CUMPLE A PANDEO. El primer perfil que cumple es el perfil #140.5. Siguiendo el criterio de utilizar el mismo perfil para elementos similares, se va a emplear el mismo perfil para todos los cordones comprimidos de los arriostramientos

### 2.5.2. PILARES

Los pilares que forman parte del arriostramiento forman parte de las pantallas que reciben los esfuerzos de las vigas en cubierta y los transmiten al suelo. Por tanto también van a soportar esfuerzos adicionales a los que soportan por ser parte de los pórticos. Por tanto es necesario verificar si tenemos que utilizar un perfil mayor.



Mediante Architrave se determina que el pilar más solicitado es el pilar 2 de la celosía, con un momento:

$$M_d = 75,25 \text{ KNm}, f_{yd} = \frac{275}{1,05} = 262 \text{ N/mm}^2 \quad W_{pl,y} \geq 287,21 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$L_{k_y} = L \times \beta_y = 6,15 \times 0,7 \text{ (Empotrado-Apoyado)} = 4,3 \text{ m} \quad \rightarrow \quad i_y > 24,85 \text{ mm}$$

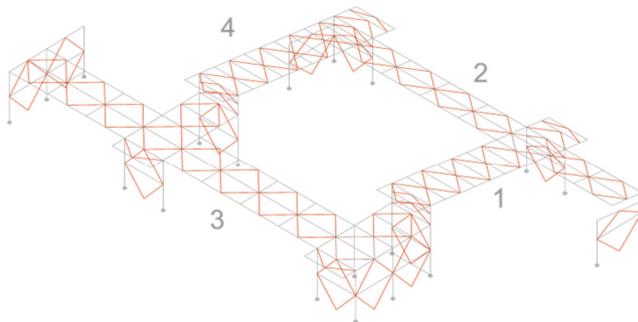
$$L_{k_z} = L \times \beta_z = 3,5 \times 0,7 \text{ (Empotrado-Apoyado)} = 2,45 \text{ m} \quad \rightarrow \quad i_z > 14,162 \text{ mm}$$

El primer perfil que cumple es el HEB 160

Con estas condiciones de pandeo, se comprueba mediante el programa Architrave que el perfil NO CUMPLE A PANDEO. El primer perfil que cumple es el HEB 180. Siguiendo el criterio de utilizar el mismo perfil para elementos similares, se va a emplear el mismo perfil para todos los pilares que forman parte del arriostramiento.

### 2.5.3. TRIANGULACIONES

Para las triangulaciones se utilizarán perfiles tubulares cuadrados, comportándose como perfiles de una viga en celosía, y por tanto sometidos a axil. Para mantener el criterio de unificar los perfiles similares y evitar problemas de montaje, se dimensionará el más solicitado y se utilizará el mismo en todo el arriostramiento. Las triangulaciones que forman parte de las pantallas estarán más solicitadas que las que forman parte de la celosía de cubierta, pues es donde se transmiten los esfuerzos de la celosía.



### TRIANGULACIONES EN CUBIERTA

Mediante Architrave se determina que el perfil más solicitado a axil se encuentra en el arriostramiento 4:

$$N_d = -53,43 \text{ KN (Compresión)}, f_{yd} = \frac{275}{1,05} = 262 \text{ N/mm}^2 \quad A \geq 203 \text{ mm}^2$$

El primer perfil que cumple es el #40.2

La longitud de pandeo en la dirección perpendicular al pórtico y en la dirección del pórtico es similar.

$$Lk_y = L \times \beta_y = 4,21 \times 1 \text{ (Apoyado-Apoyado)} = 4,21 \text{ m}$$

$$Lk_z = L \times \beta_z = 4,21 \times 1 \text{ (Apoyado-Apoyado)} = 4,21 \text{ m}$$

Con estas condiciones de pandeo, se comprueba mediante el programa Architrave que el perfil NO CUMPLE A PANDEO. El primer perfil que cumple es el perfil #80.4. Siguiendo el criterio de utilizar el mismo perfil para elementos similares, se va a emplear el mismo perfil para todos los perfiles de las triangulaciones de cubierta

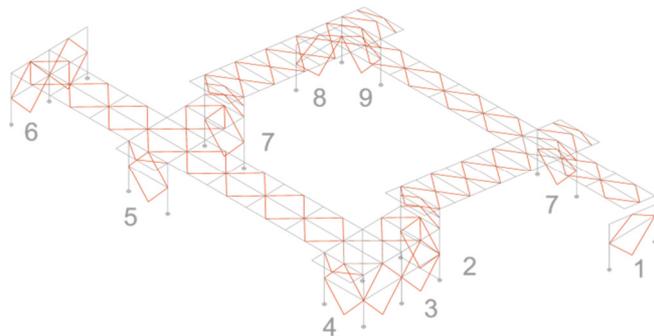
**TRIANGULACIONES EN PANTALLAS**

Mediante Architrave se determina que el perfil más solicitado está en la pantalla 7:

$$N_d = 178,2 \text{ KN (Compresión)}, f_{yd} = \frac{275}{1,05}$$

$$= 262 \text{ N/mm}^2 \rightarrow A \geq 680,15 \text{ mm}^2$$

El primer perfil que cumple es el #70.3



La longitud de pandeo en la dirección perpendicular al pórtico y en la dirección del pórtico es similar.

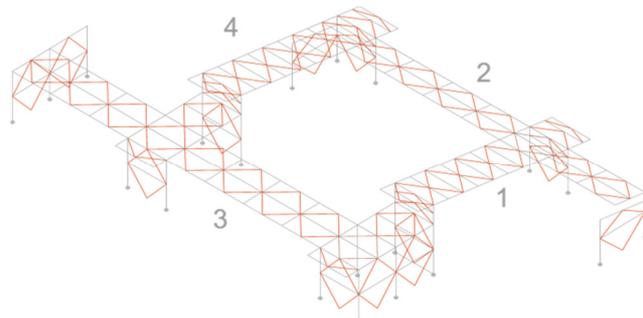
$$Lk_y = L \times \beta_y = 4,6 \times 1 \text{ (Apoyado-Apoyado)} = 4,6 \text{ m}$$

$$Lk_z = L \times \beta_z = 4,6 \times 1 \text{ (Apoyado-Apoyado)} = 4,6 \text{ m}$$

Con estas condiciones de pandeo, se comprueba mediante el programa Architrave que el perfil NO CUMPLE A PANDEO. El primer perfil que cumple es el perfil #100.6. Siguiendo el criterio de utilizar el mismo perfil para elementos similares, se va a emplear el mismo perfil para todos los perfiles que forman parte de las pantallas de arriostramiento

**2.5.4. CORREAS DE CUBIERTA**

Las correas que forman parte de arriostramientos son las más solicitadas, por tanto serán las que se utilizarán para el dimensionado. Se van a dimensionar con perfiles tubulares rectangulares. En el resto de correas de cubierta se buscará una correa de altura similar.



Mediante Arquitrave se determina que la correa más solicitada está en el arriostramiento 2

$$N_d = 126,41 \text{ KN (Compresión) }, f_{yd} = \frac{275}{1,05} = 262 \text{ N/mm}^2 \rightarrow A \geq 680,15 \text{ mm}^2$$

El primer perfil que cumple es el # 120.60.3

$$Lk_y = L \times \beta_y = 6 \times 1 \text{ (Apoyado-Apoyado)} = 6 \text{ m}$$

$$Lk_z = L \times \beta_z = 3 \times 1 \text{ (Apoyado-Apoyado)} = 3 \text{ m}$$

Con estas condiciones de pandeo, se comprueba mediante el programa Architrave que el perfil NO CUMPLE A PANDEO. El primer perfil que cumple es el perfil #160.80.4 Siguiendo el criterio de utilizar el mismo perfil para elementos similares, se va a emplear el mismo perfil para todos los perfiles que forman parte de las correas del arriostramiento

Cuando las correas no formen parte de arriostramiento, el perfil anterior se puede sustituir puntualmente por un IPE 160 para mantener la misma altura.

## DIMENSIONADO DEL FORJADO Y LAS VIGUETAS

El forjado se ha dimensionado mediante el software de HIANSA, con las cargas aportadas de sobrecarga de pesos propios y uso, dando lugar a un forjado de 15 mm.

Por su parte, las viguetas se han dimensionado con correas IPE continuas, para controlar la flecha del forjado, siendo la correa más solicitada:

$$M_d = 117,3 \text{ KNm}, f_{yd} = \frac{275}{1,05} = 262 \text{ N/mm}^2$$

$$W_{pl,y} \geq 447,77 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

El primer perfil que cumple esta condición es el perfil IPE 270

$$W_{pl,y} = 484 \times 10^3 \text{ mm}^3, A = 4590 \text{ mm}^2$$

Se comprueba mediante el programa Architrave que el perfil NO CUMPLE el LÍMITE DE FLECHA. El primer perfil que cumple dicha condición es perfil IPE 330.

### Datos Generales

Sobrecarga de Uso Característica	500 kg/m <sup>2</sup>
Distancia entre Apoyos	3,00 m
Cantidad de Vanos de Cálculo	2
Sobrecarga de Sólido	130 kg/m <sup>2</sup>
Sobrecarga de Tabiquería	0 kg/m <sup>2</sup>
Limitación de Flecha de Losa Mixta	L/400
Limitación de Flecha de Apuntalamiento	L/200
Diámetro de la Armadura de Reparto	5 mm

### Características Generales

Producto	HA-60/220-E
Espesor de Placa	1,00 mm
Altura de Losa de Hormigón	9 cm
Conectores	NO
Fijación	1 Fijación/valle
Puntales Intermedios por Vano	1
Armadura Positiva	5 o 10 /m
Armadura Negativa	1800 / 900 mm
Longitud de la Armadura Negativa	180 x 350 x 5 mm
Mallas Electrodoadas	680 kg/m <sup>2</sup>
Sobrecarga Útil Resistente	

### Placa HA-60/220-E

Límite Elástico de la Solución	250 N/mm <sup>2</sup>
Límite Elástico Mínimo	240 N/mm <sup>2</sup>
Resistencia a Tracción Mínima	370 N/mm <sup>2</sup>
Alargamiento de Rotura Mínimo	25 %

### Hormigón

Resistencia Característica a Compresión	25 N/mm <sup>2</sup>
Flecha Total para un Tiempo Infinito	1,09 cm
Peso de Hormigón	289 kg/m <sup>3</sup>
Volumen de Hormigón	0,116 m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup>

### Armadura Positiva, Negativa y Mallas de Reparto

Armadura	Positiva y Negativa
Límite Elástico de la Solución	500 N/mm <sup>2</sup>
Límite Elástico Mínimo	500 N/mm <sup>2</sup>
Carga Unitaria de Rotura Mínima	550 N/mm <sup>2</sup>

### Resumen:

Armadura Negativa - 5 o 10  
Malla Electrodoada - 180 x 350 x 5  
H = 90  
H2 = 45



## 2.6 RESULTADO DEL DIMENSIONADO Y DETALLES

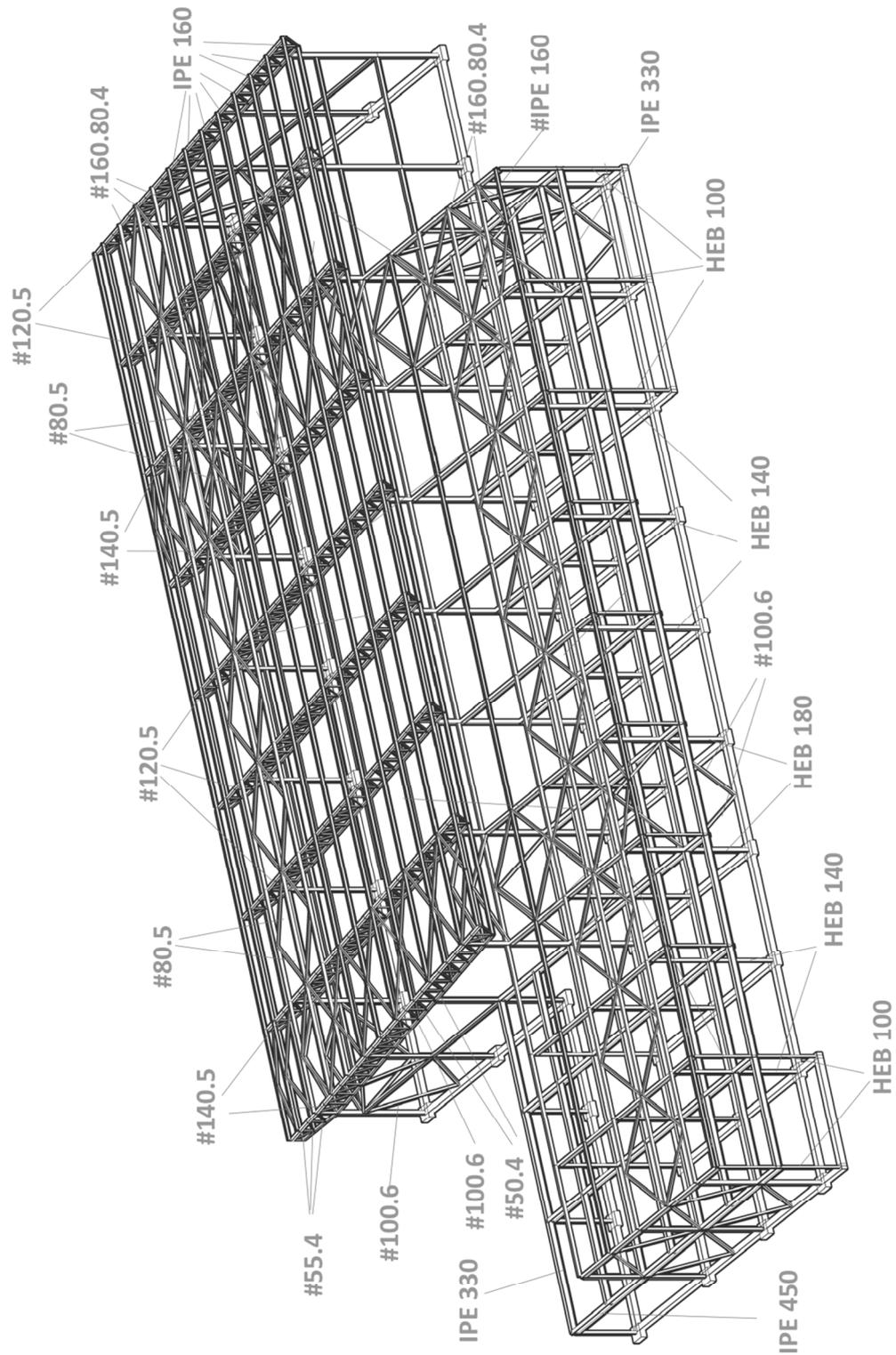


FIGURA 50: Resultado del dimensionado

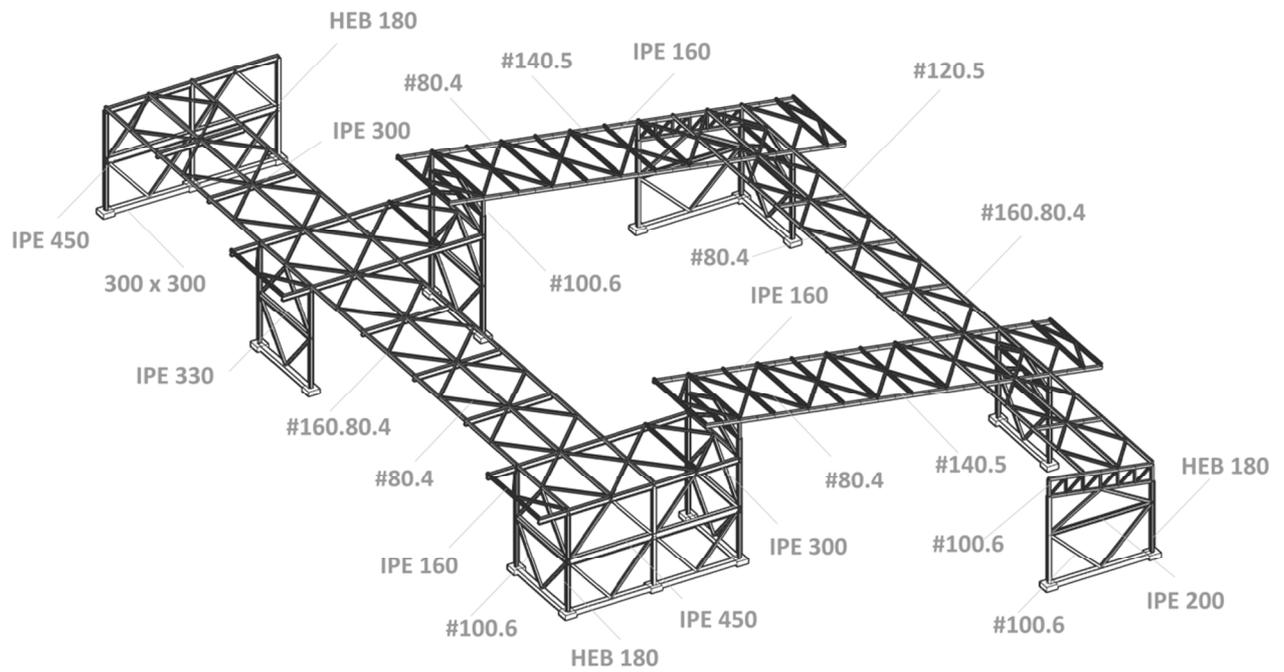


FIGURA 51: Resultado del dimensionado de los arriostramientos

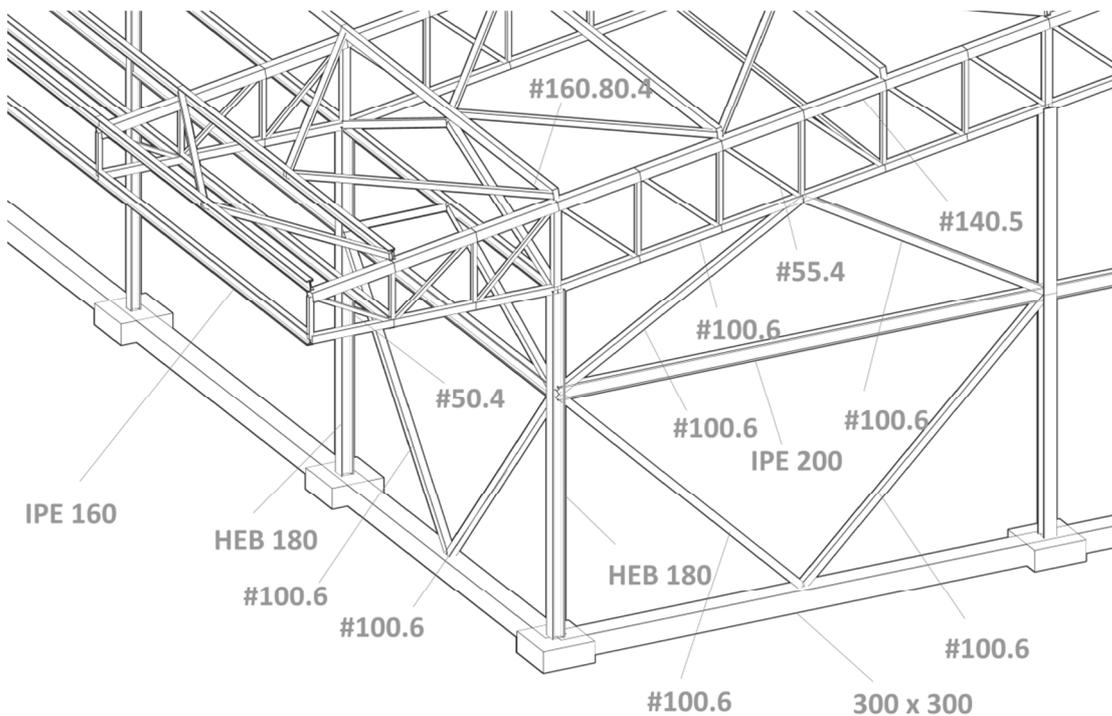


FIGURA 52: Detalle de la pantalla de arriostramiento

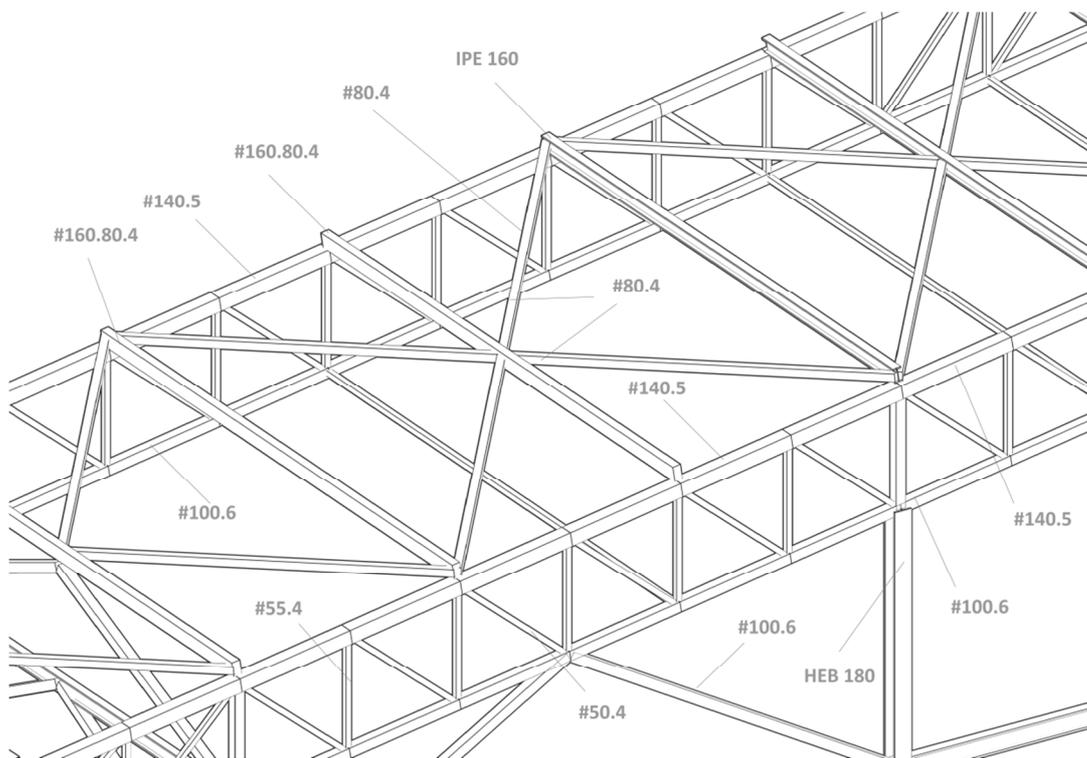


FIGURA 52: Detalle de triangulación en cubierta

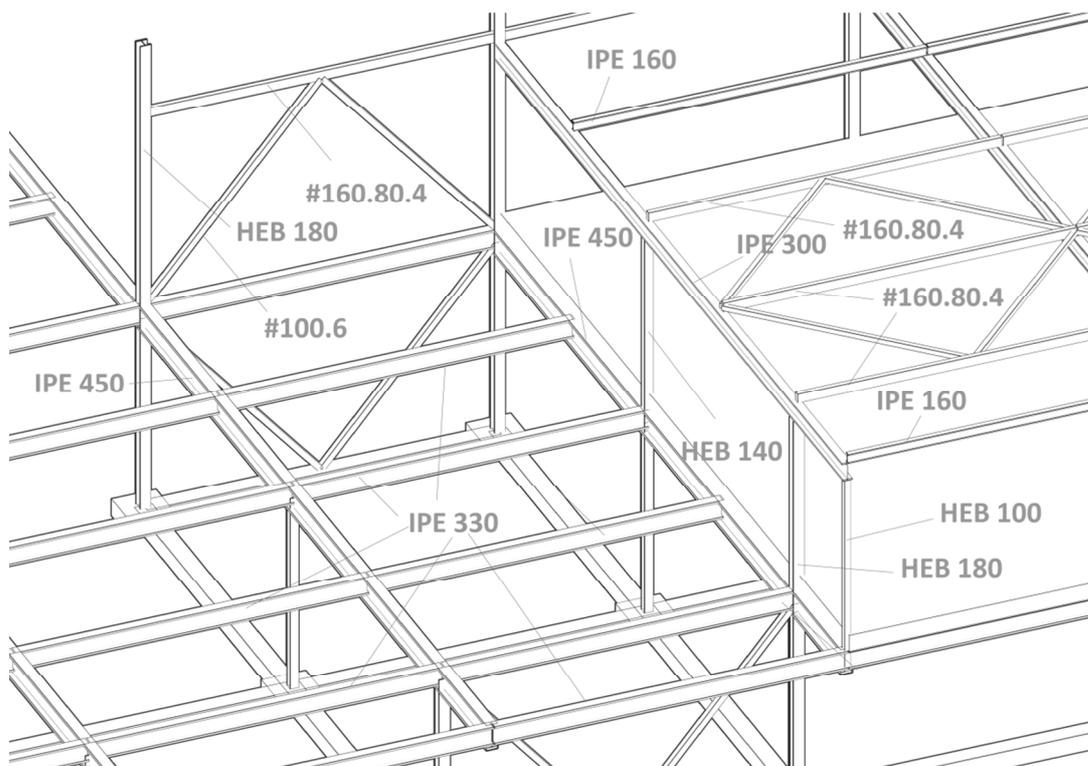


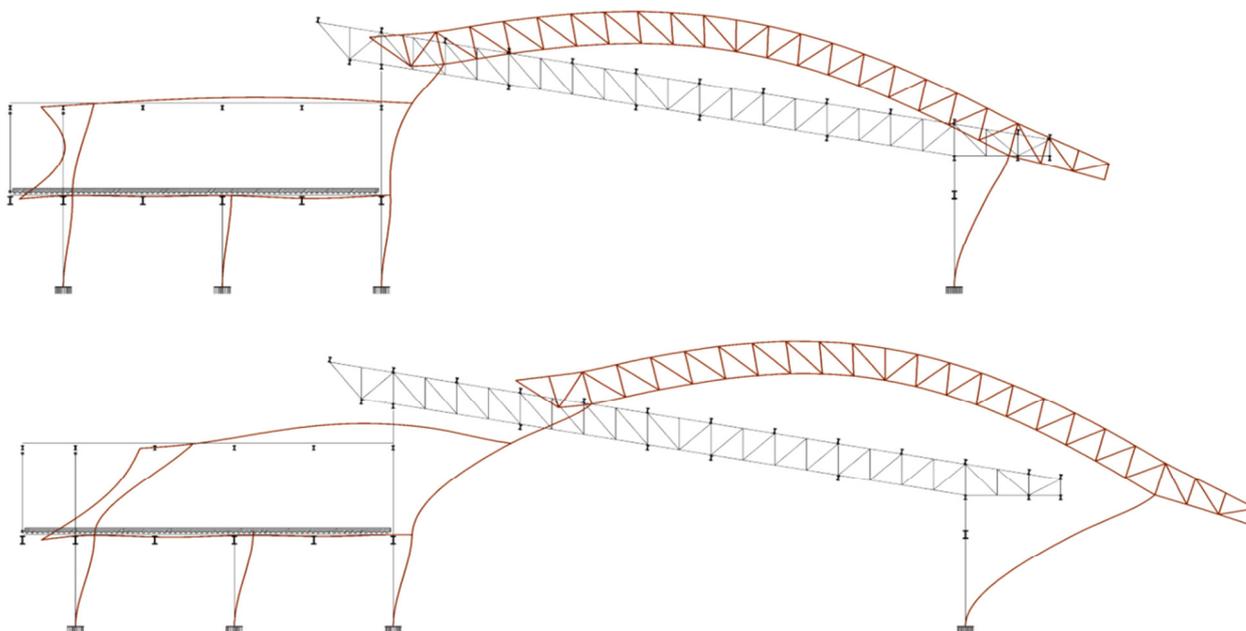
FIGURA 53: Detalle de distribución de perfiles bajo el forjado

## CONCLUSIONES

Analizando los resultados del dimensionado de un pórtico tipo, se puede concluir que en las estructuras metálicas una adecuada organización espacial es vital para garantizar un correcto funcionamiento de la estructura. Esto pasa tanto por una correcta orientación de los perfiles, de forma que los ejes de mayor inercia se orienten en la dirección de mayor flexión, como por la estratégica situación de barras que controlen la longitud de pandeo de ciertos elementos y la presencia de un arriostramiento adecuado que aporte rigidez suficiente al conjunto.

De ser incorrecta la disposición de los elementos en el espacio correremos el riesgo de sobredimensionar la estructura, generando perfiles de una dimensión excesiva para resistir esfuerzos que no están preparados para soportar en el mejor de los casos, y de crear un sistema estructural inestable en el peor.

La presencia de arriostramientos es absolutamente necesaria para poder dar al conjunto una rigidez de la que carecen los pórticos por sí mismos tanto en su plano como en el plano perpendicular. La generación de estos elementos por triangulación en cubierta permite alcanzar esta rigidez con elementos de pequeña dimensión, funcionando como grandes vigas en celosía.



**FIGURA 54: Deformada por viento (ELU 12), en un pórtico arriostrado (Arriba) y sin arriostrar (Abajo)**

En el plano perpendicular al pórtico se hacen indispensables elementos que aporten rigidez en esa dirección, puesto que un sistema de pórticos por sí solo no está diseñado para resistir esfuerzos fuera de su plano.

La disposición estratégica de arriostamiento adicional para los pórticos permite además reducir las deformaciones horizontales en la dirección de los mismos, al colaborar en la absorción de esfuerzo horizontal, de esta forma se da a los pórticos el carácter de intraslacionales y se evitan efectos de segundo orden, lo que llevaría a un sobredimensionado de los elementos.

Esta transformación a intraslacional se produce al modificar los arriostamientos las solicitaciones en los pilares por darles un apoyo en la cabeza, reduciendo el valor del momento flector máximo por esfuerzos de viento y reduciendo la longitud de pandeo del mismo, pasando de deformar como una ménsula a una deformación apoyado – empotrado. Dado que es un elemento a compresión, se reduce el tamaño de perfil necesario para evitar el pandeo

Adicionalmente, otras consideraciones relacionadas con la organización del conjunto también llevan a reducir la dimensión del pilar:

- Orientando el perfil con el eje de mayor inercia en perpendicular a la dirección del pórtico, donde se produce el momento flector por viento en esa dirección, la cual cambia en los pórticos cabeceros.
- Situando un perfil a una altura intermedia en la dirección perpendicular, donde el radio de giro perfil es menor, reduciendo su longitud de pandeo en esa dirección, y por tanto el perfil necesario para que no pandee.

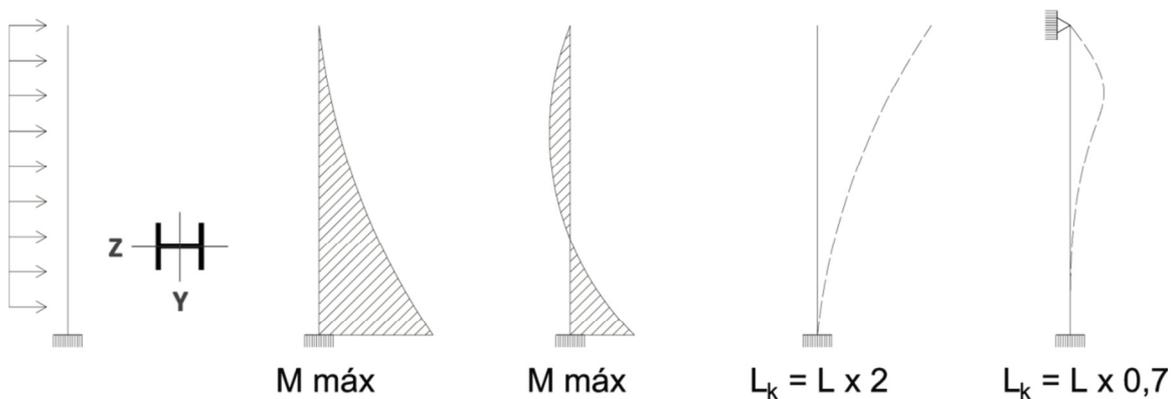
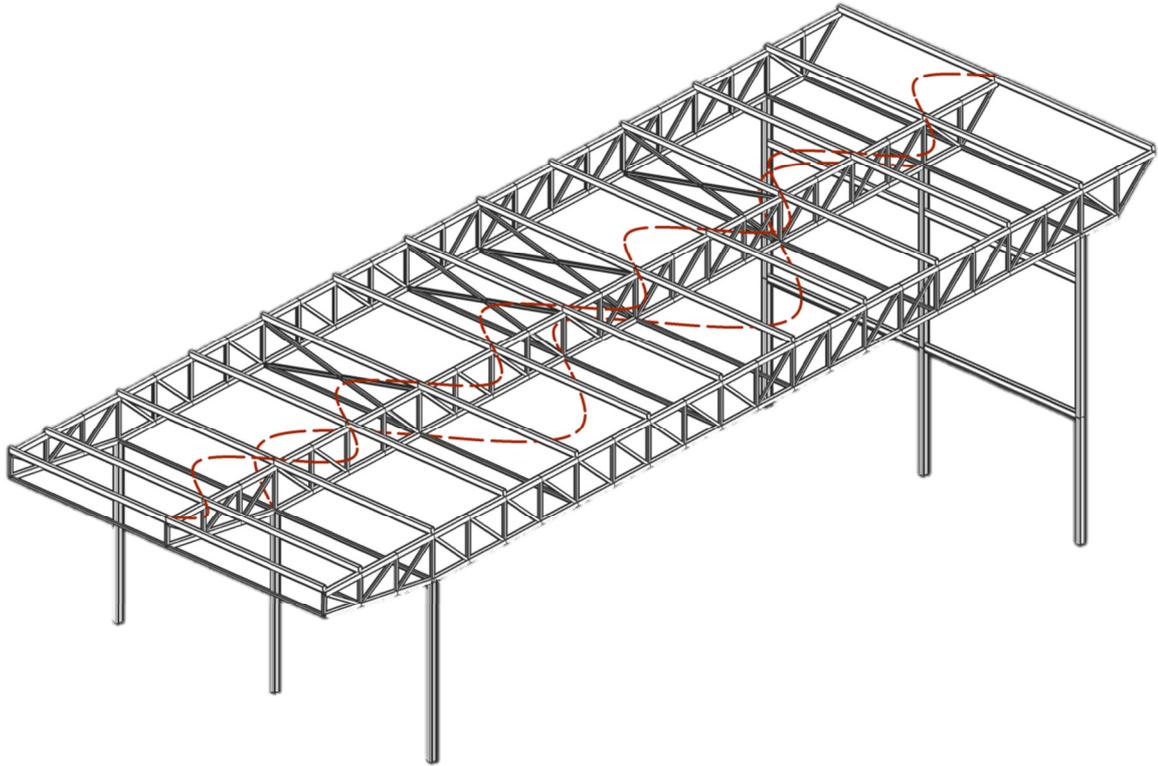


FIGURA 55: Efectos del arriostamiento en el pilar, reduciendo su sección.



**FIGURA 56: Influencia de las correas en la longitud de pandeo de los cordones de la celosía, reduciendo su dimensión**

La viga en celosía es un elemento cuyo correcto funcionamiento depende directamente del diseño global de la estructura, siendo imposible de construir sin una correcta disposición de los elementos en el espacio, debido a la gran luz que debe salvar. En el cordón comprimido es necesario controlar la longitud de pandeo mediante las correas de cubierta, de forma la longitud de pandeo de los cordones en la dirección perpendicular al pórtico sea adecuada.

Si las correas se disponen a una distancia correcta y el diseño de las triangulaciones sigue una distribución lógica, se puede generar un elemento ligero y de gran eficiencia para salvar grandes luces con perfiles de pequeña dimensión. De no ser así, la longitud de pandeo en la dirección perpendicular al pórtico se produce entre los soportes, dando lugar a un perfil de grandes dimensiones que difícilmente permite formalizar la viga en celosía.

En definitiva, si se sigue una correcta disposición de los elementos en respuesta a las cargas que el edificio debe soportar, el resultado es una estructura eficiente capaz de alcanzar los requisitos de resistencia y estabilidad con elementos de pequeña dimensión, restando la menor cantidad de espacio posible al proyecto.

## REFERENCIAS

### REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

REFERENCIA 1: Código Técnico de la Edificación, Documento Básico: Seguridad Estructural

REFERENCIA 2: *Estructuras metálicas para edificación* (José Monfort Leonart., 2011,)

REFERENCIA 3: *Problemas de estructuras metálicas adaptadas al CTE* (José Monfort Leonart, José Luis Pardo Ros, Arianna Guardiola Villora., 2011)

### REFERENCIAS INFORMÁTICAS

*Architrave® Diseño y Architrave® Cálculo* (Adolfo Alonso Durá y Agustín Pérez García., 2015)

### REFERENCIAS DE IMÁGENES

IMAGEN 1: <http://www.icopal.es>

IMAGEN 2: Catálogo Hiasa y <http://www.jocs.es>

IMAGEN 3: <http://www.flebex.com>

IMAGEN 4: Catálogo metalpanel

IMAGEN 5: <http://www.soldevilla-ventanas.com>