

# **MEMORIA**

## **ÍNDICE**

### **1. MEMORIA DESCRIPTIVA.**

- 1.1. Objeto del proyecto.
- 1.2. Solar.
- 1.3. Datos geotécnicos.
- 1.4. Solución adoptada.
  - 1.4.1. Descripción general.
  - 1.4.2. Pórtico tipo.
  - 1.4.3. Viga carril.
  - 1.4.4. Puente grúa.
  - 1.4.5. Cerramiento.
  - 1.4.6. Cimentación.

### **2. MEMORIA JUSTIFICATIVA.**

- 2.1. Calidades y materiales.
- 2.2. Resistencias mínimas del terreno.
- 2.3. Coeficientes de seguridad.
- 2.4. Acciones consideradas.
- 2.5. Datos de la estructura.
- 2.6. Características de la estructura.
- 2.7. Acciones sobre la estructura.
  - 2.7.1. Sobrecarga de nieve sobre la estructura.
  - 2.7.2. Acciones del viento.
  - 2.7.3. Acciones térmicas y reológicas.
  - 2.7.4. Acciones sísmicas.
  - 2.7.5. Presiones en el terreno de cimentación.

2.7.6. Sobrecargas de uso.

2.7.7. Acciones del puente grúa sobre la estructura.

2.7.7.1. Cálculo de las acciones.

2.7.7.1.1. Acciones verticales de las ruedas del puente grúa.

2.7.7.1.2. Acciones horizontales longitudinales.

2.7.7.1.2.1. Sobre los carriles de translación del puente.

2.7.7.1.2.2. Sobre los topes finales del camino de rodadura.

2.7.7.1.3. Acciones horizontales transversales sobre los carriles de translación del puente.

2.7.7.1.3.1. Acciones  $H_c$  debidas a la aceleración o deceleración del carro.

2.7.7.1.3.2. Acciones  $H_p$  debidas a la aceleración o deceleración del puente.

2.7.7.1.3.3. Acciones  $H_o$  debidas a la marcha oblicua del puente.

2.8. Cálculos numéricos.

2.8.1. Cálculo de la viga carril del puente grúa.

2.8.1.1. Acciones que deben considerarse en el cálculo.

2.8.1.2. Hipótesis de cálculo.

2.8.1.3. Cálculo.

2.8.1.4. Comprobación de la sección.

2.8.2. Cálculo de la cubierta.

2.8.2.1. Cálculo de las correas.

2.8.2.1.1. Acciones que deben considerarse en el cálculo.

2.8.2.1.2. Hipótesis de cálculo.

2.8.2.1.3. Cálculo.

2.8.3. Cálculo de la estructura.

2.8.3.1. Cálculo del conjunto cercha-bayonetas.

- 2.8.3.1.1. Acciones consideradas en el cálculo.
- 2.8.3.1.2. Resultados.
- 2.8.3.2. Cálculo de los perfiles de cerramiento.
- 2.8.3.3. Viga de acompañamiento.
  - 2.8.3.3.1. Acciones consideradas en el cálculo.
  - 2.8.3.3.2. Resultados.
- 2.8.3.4. Pilares.
- 2.8.4. Cálculo del arriostramiento contra el viento.
  - 2.8.4.1. Pórtico frontal contra viento.
  - 2.8.4.2. Arriostramientos de cubierta.
- 2.8.5. Cálculo de los pórticos de frenado.
- 2.8.6. Cálculo de las placas de anclaje.
  - 2.8.6.1. Dimensiones de las placas de anclaje.
- 2.8.7. Cálculo de las zapatas.
  - 2.8.7.1. Resultados.
- 2.8.8. Vigas de atado.

**MEMORIA  
DESCRIPTIVA**

## **MEMORIA.**

### **1.1. Objeto del proyecto.**

El proyecto consiste en el diseño y cálculo de una nave industrial destinada a almacenaje como realización del Proyecto Fin de Carrera. Dadas las dimensiones de la nave y el hecho de estar dotada de un puente grúa de 10 t, consideramos que la nave puede corresponder a la nave de productos terminados de una planta de laminación, situada por lo tanto en las proximidades del tren de laminación y sin necesidad de ningún tipo de edificación auxiliar como oficinas, aseos, etc.

### **1.2. Solar.**

La parcela objeto del estudio la situaremos en el sector SUP R3B-SUR, situado al suroeste de la localidad de Alcalá de Guadaira (Sevilla).

Presenta una morfología en planta aproximadamente rectangular, estando próxima al acceso a la fabrica desde el exterior. No se aprecian pendientes de relevancia.

### **1.3. Datos geotécnicos.**

En este apartado se incluyen a manera de resumen, los principales datos del estudio geotécnico.

Para el reconocimiento geotécnico del subsuelo se han realizado los siguientes ensayos geotécnicos:

- Un sondeo mecánico a rotación hasta una profundidad de 7.00 m.
- Dos calicatas de reconocimiento hasta una profundidad de 1.40 m.
- Cuatro ensayos de penetración dinámica borros.
- Tres ensayos SPT realizados en el interior del sondeo.

Además, se han realizado los ensayos de laboratorios necesarios para la caracterización de los distintos niveles.

- **Nivel 1: Terreno vegetal arenarcilloso marrón rojizo.**

Este nivel se localiza desde la superficie topográfica de la parcela hasta una profundidad relativamente homogénea que oscila entre 0.25 m y 0.80 m.

Este nivel ha sido reconocido como un terreno vegetal de naturaleza arenarcillosa marrón rojiza con bastantes restos vegetales y signos de bioturbación intensa.

Según los resultados de los diferentes ensayos de penetración dinámica realizados este nivel presenta una compacidad “suelta-media”.

- **Nivel 2: Arena limosa marrón clara amarillenta (albero) con cementación variable.**

Este nivel se localiza desde la base del terreno vegetal definida entre 0.25 m y 0.80 m hasta una profundidad mínima reconocida de 7.00 m respecto a la superficie de ejecución de los ensayos.

Este nivel ha sido reconocido como una arena fina limosa marrón clara amarillenta con bastantes fragmentos areniscosos duros. Presenta una textura muy homogénea con indicios de nódulos carbonatados.

Según los resultados obtenidos la compacidad del nivel es “densa” en su tramo superficial, pasando a “muy densa” hacia la base.

Debido a carácter granular y no plástico del terreno reconocido no cabe esperar fenómenos de expansividad.

Durante la realización de los ensayos no se detectó la presencia de nivel freático alguno.

Las determinaciones realizadas indican que el terreno es no agresivo, definiéndose una clase específica de exposición IIa para el hormigón ha emplear en la cimentación, recomendándose un cemento de tipo ordinario para su elaboración.

La cimentación propuesta consiste en una cimentación superficial mediante zapatas arriostradas empotradas en el nivel geotécnico 2, definido

en este informe como arena limosa marrón clara amarillenta y reconocido a una cota que oscila entre 0.25 m y 0.80 m.

Con el fin de evitar el tramo más superficial de menor capacidad portante se realizará un empotramiento adicional de 0.50 m en dicho nivel, por lo que la cota efectiva de cimentación oscilará entre 0.75 m y 1.30 m respecto a la cota de ejecución de los ensayos.

Se empleará un valor de :

$$Q_{adm} = 3.50 \text{ kp/cm}^2$$

Por último, debe indicarse que las consideraciones expuestas en el presente informe han sido deducidas a partir de ensayos puntuales, constituyendo una extrapolación al resto de la parcela en las condiciones actuales del subsuelo.

Se habrá de comprobar o verificar durante la fase de excavación de la cimentación que el terreno que aparece se corresponde con el descrito en el informe.

## **1.4. Solución adoptada.**

### **1.4.1. Descripción general.**

Por tratarse de una nave de almacenaje con puente grúa, se adopta una solución de nave de planta rectangular, con cuatro accesos para

camiones enfrentados dos a dos, de manera que los camiones entren por uno de ellos y salgan por el de enfrente.

El material que se va almacenar consiste en perfiles procedentes de un tren de laminación, con una longitud de 12 m como norma general. Los acopios de material se prevén perpendiculares al eje longitudinal de la nave, puesto que de esta manera están alineados con la caja de los camiones y así se evita el giro elevado de los paquetes para su carga y descarga. Debido a esto, y con la finalidad de tener una mayor capacidad de almacenaje, se disponen dos hileras de acopios, una junto a cada cerramiento lateral. Las dimensiones de las zonas de acopio son de 3.50 m de ancho por 12.50 m de largo, salvo en los espacios adyacentes a las zonas de tránsito de los camiones en los que tienen medio metro menos de ancho para no disminuir la zona de paso. Las dimensiones de las zonas de acopio, unido a la separación hasta los cerramientos, 1.00 m a cada lado de la nave, y al pasillo central necesario, nos da una luz para el puente grúa de unos 30 m.

Por otro lado, con el fin de aumentar la capacidad de almacenaje, dispondremos un pórtico cada 15 m, lo que nos permite destinar tres zonas de acopio por hilera entre dos pórticos consecutivos, excepto en las zonas de tránsito de camiones en las que sólo habrá dos. Se prevé una distancia de 1.25 m desde el eje del pilar más cercano a la zona de acopio.

La nave tendrá unas dimensiones aproximadas de 30 m de luz y unos 135 m de largo, esto es, diez pórticos de 30 m luz separados cada 15 m.

La estructura se ejecuta a base de perfiles metálicos normalizados. Todas las uniones son soldadas, y siempre que sea posible realizadas en taller.

#### **1.4.2. Pórtico tipo.**

Los pórticos se resuelven mediante pilares compuestos de 10 m de altura. Cada soporte estará constituido por dos perfiles IPN 380, separados 1.00 m de eje a eje, unidos por una placa de 1000x1000x10 mm por el medio del alma. Se disponen a su vez rigidizadores a ambos lados del alma cada metro de dimensiones de 1000x80x10 mm.

La cabeza de los pilares es recogida por una platabanda de 15 mm de espesor, tanto en su parte superior como por los laterales. Sobre la placa superior se apoyan tanto la viga carril como la viga de acompañamiento, además de las bayonetas.

Las bayonetas se ejecutarán mediante perfiles HEB 180, teniendo las mismas una altura de 5.60 m hasta las cerchas. Las bayonetas se disponen de tal manera que su cara exterior esté alineada con el borde exterior de los IPN 380.

Las cerchas son inclinadas a dos aguas, con 12° de inclinación. El marco se resuelve con perfiles UPN 140 soldados en cajón. Se ha considerado que uno de los apoyos es fijo y que el otro es móvil.

Los montantes y las diagonales se ejecutan con perfiles cuadrados hueco tipo #60.4 y el sentido de éstas es ascendente desde el montante más interno hacia el más externo.

Los montantes se disponen bajo cada correa, salvo el central y en los dos extremos.

El marco se ha quebrado en sus extremos, de manera que se simplifique las soldaduras de la esquina. Debido a esto, la última correa descansa sobre un perfil UPN 80 que está alineado con el resto del marco, inclinación 12°.

Las correas se dispondrán a base de perfiles IPN 120 bajo el criterio de que su separación esté comprendida entre 1.50 m y 2.00 m, de manera que los apoyos de la cubierta, la cual se ejecutará con paneles tipo sándwich, hagan que ésta no esté muy cargada. La separación horizontal entre correas elegida es de 1620 mm, 1656 mm de eje a eje en el sentido de la cubierta. Las dos correas centrales distan cada una 100 mm de la cumbrera y las dos inmediatas se hallan a 1440 mm.

Con el fin de disminuir la luz de las correas, se disponen las cerchas cada 5.00 m, es decir, entre cada dos pórticos (15.00 m) habrá dos cerchas que se apoyen en la viga de acompañamiento, para lo que se prevén bayonetas de 4.60 m y se rigidiza el conjunto viga carril-viga de acompañamiento con un marco.

Para que todos los conjuntos cercha-bayoneta se comporten de la misma manera las bayonetas que se apoyan directamente sobre los pilares, se arriostran a la altura de la viga de acompañamiento.

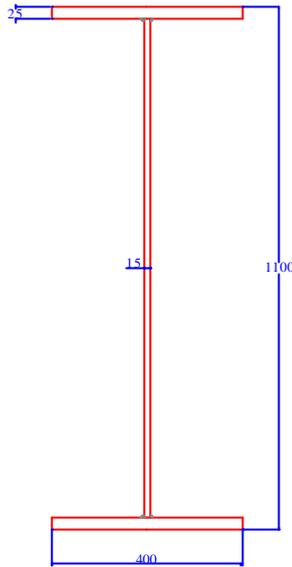
El mecanismo de arriostramiento consiste en dos placas unidas mediante un tornillo ordinario del tipo T12. La placa inferior va soldada a modo de un rigidizador a la bayoneta y su agujero tiene el diámetro necesario para el paso del tornillo, 13 mm. Por otra parte, la chapa superior va soldada a los UPN 140 que definen el marco de la viga de acompañamiento y su agujero permite el desplazamiento en el sentido longitudinal de la viga, con el fin de permitir las dilataciones térmicas de la viga de acompañamiento.

Por otra parte, como suelo, dispondremos una solera de hormigón armado HA-25 de 20 cm de espesor y un mallazo, superior e inferior, # $\phi$ 12 c/ 15 cm en toda la superficie de la nave y en una franja de 10 m alrededor de ella para permitir el tránsito de los vehículos. La solera se ejecutará sobre una mejora de 20 cm de zahorra compactada al 95 % P. M.

### **1.4.3. Viga carril.**

La viga carril estará simplemente apoyada entre pilares, es decir, tendrá una luz de 15 m. Esta decisión está motivada en previsión de futuras actuaciones, reparaciones o ampliaciones, ya que de esta manera no hay que desmontar todo el carril y en caso de ampliación basta con soldarle una platabanda en su cara inferior. Además, de esta manera estamos introduciendo una junta de dilatación cada 15 m.

La sección elegida para la viga carril ha sido tipo I. Por motivos de dimensionamiento, tanto a esfuerzos como de deformaciones admisibles, el perfil seleccionado corresponde a la siguiente viga armada:



La viga carril irá arriostrada por una viga de acompañamiento constituida por los perfiles laminados normalizados siguientes: HEB 180, UPN 100, UPN 120 y #50.4.

El conjunto viga carril-viga de acompañamiento llevará cuatro marcos rigidizadores en sentido perpendicular a la viga carril, dos en los apoyos sobre las cabezas de los pilares constituidos por perfiles UPN 120 soldados en cajón y los otros dos coincidentes con las bayonetas de las cerchas intermedias, por lo que se sustituye el elemento superior por un perfil HEB 180, sobre el que se suelda una platabanda de 15 mm de espesor que recibe a la bayoneta.

Los perfiles UPN 100 se disponen paralelos a la viga carril, soldados en cajón entre sí y a tope sobre los UPN 120 verticales que constituyen los marcos cada 5.00 m.

Los perfiles #50.4 se emplean como diagonales de arriostramiento tanto en los planos horizontales, superior e inferior, y en el vertical de la viga de acompañamiento.

El carril lo resolveremos mediante un perfil cuadrado, el cual será solicitado en longitudes de 15 m. Se colocará con 5 m de desfase con las juntas de dilatación de la viga carril de forma que no coincidan y la transmisión de las cargas no se vea afectada, por lo tanto, que el primer tramo tendrá 5 m de longitud y el último 10 m, según desde donde miremos. El carril va embridado de tal manera que se permita la libre dilatación tanto para la viga como para el carril.

#### **1.4.4. Puente grúa.**

El puente grúa será solicitado a cualquiera de las casas comerciales que los suministran bajo las siguientes premisas:

- Luz de 30 m.
- Fuerza de elevación = 10 t.
- Dos ruedas por apoyo.
- Separación entre ruedas = 3.5 m.

Los desplazamientos del material se realizan mediante el empleo de dos electroimanes de los que se dota al puente grúa, de esta manera no hay forma de se pueda desprender la carga en sus desplazamientos.

### **1.4.5. Cerramiento.**

El cerramiento se prevé en su parte inferior mediante placas alveolares de hormigón prefabricado del tipo P-12C, las cuales van encajadas entre perfiles HEB 200, si lleva placas a ambos lados o se trata de una puerta, y tipo UPN 200 si es extremo.

Colocaremos cuatro placas, lo que hace una altura aproximada de 4.75 m. Sobre la última placa colocaremos un perfil tipo UPN 200 que recoja el cerramiento inferior y que va unido a los dos pilares entre los que va encajado el cerramiento, pero manteniendo la posibilidad de dilatación. También se dispondrá en los tramos de las puertas a modo de dintel.

Los perfiles que recogen el cerramiento se disponen, salvo en las esquinas de la nave, coincidentes con las cerchas y de una altura de 10.20 m, para transmitir las cargas de viento, bien a las cabezas de los pilares bien al nudo inferior de los marcos de la viga de acompañamiento, según corresponda.

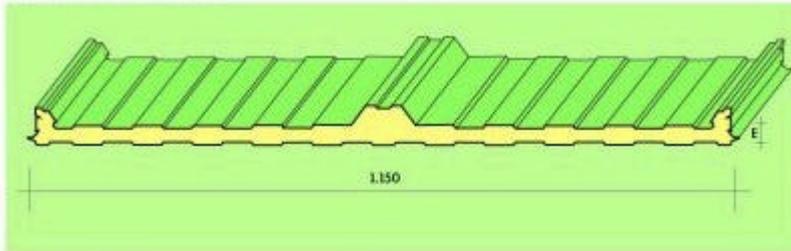
En los pórticos frontales estas cargas las transmiten a la viga BOYD que se dispone soldada las alas de las dos vigas carriles. A partir de ese tramo se disponen perfiles IPN 200 hasta llegar a la cubierta.

El resto del cerramiento se resuelve, tanto en fachadas como en cubierta, mediante paneles tipo sándwich de la marca TECZONE o similar, con el fin de proporcionar un mejor aislamiento con el exterior.

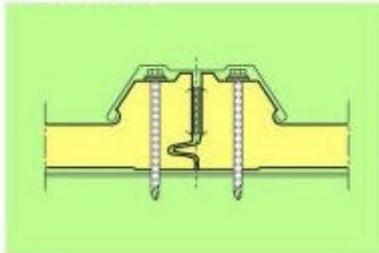
Para la cubierta se emplean del tipo TZ-C de 60 mm.

**Panel TZ-C Cubiertas con Tapajuntas**

PANEL ESTRUCTURAL-AISLANTE TZ-C



DETALLE DE LA UNION



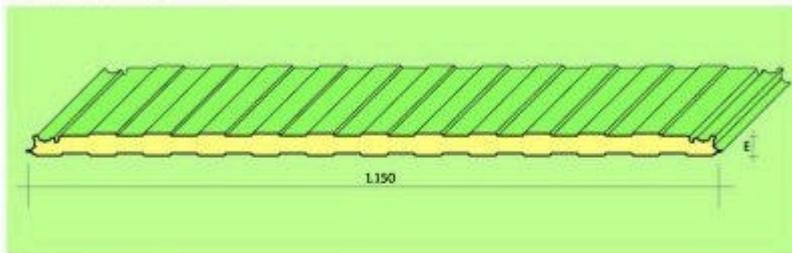
ESPESOR mm.	PESO	
	Kg/ml	Kg/m <sup>2</sup>
30	11,4	9,9
40	11,9	10,2
50	12,4	10,8
60	12,8	11,1
80	13,8	12

Ancho útil: 1.150 mm

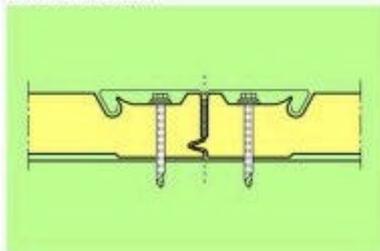
Para las fachadas se emplean del tipo TZ-V con tapajuntas de 60 mm de espesor.

**Panel TZ-V Fachadas con Tapajuntas**

PANEL ESTRUCTURAL-AISLANTE TZ-V



DETALLE DE LA UNION



ESPESOR mm.	PESO	
	Kg/ml	Kg/m <sup>2</sup>
35	11,4	9,9
40	11,6	10,1
50	12,1	10,5
60	12,6	11
70	13	11,4
80	13,9	12,2
90	14,2	12,6

Ancho útil: 1.150 mm.

Todos estos paneles se sujetan atornillados a las alas de las correas, de ahí que también dispongamos correas en las fachadas, las cuales distan entre sí 1.75 m. El faldón se prolonga hasta cubrir el cerramiento inferior 45 cm, con el fin de aislar el interior de los agentes externos.

#### **1.4.6. Cimentación.**

La cimentación se resuelve mediante zapatas arriostradas en sentido perimetral.

Cuando los perfiles que recogen el cerramiento caen en vano, llevarán su propia cimentación, mientras que cuando coincidan con los soportes se cimentarán conjuntamente.

Las vigas riostras las emplearemos también para el apoyo de las placas de cerramiento.

**MEMORIA  
JUSTIFICATIVA**



## **2. Estructura metálica.**

### **2.1. Calidades y materiales.**

Los materiales utilizados en los pilares, correas, riostras, etc., serán de acero A42b, de límite elástico  $260 \text{ N/mm}^2$ .

Para las zapatas y zunchos de atado se empleara hormigón con una resistencia característica de  $25 \text{ N/mm}^2$ , y las armaduras serán de acero corrugado de resistencia característica  $410 \text{ N/mm}^2$ .

El cerramiento se resolverá en su tramo inferior a base de placas alveolares de hormigón pretensado del tipo P-12 C, de resistencia característica de  $30 \text{ N/mm}^2$ .

La cubierta y los faldones se resolverán mediante paneles tipo sándwich. Para la cubierta emplearemos paneles tipo TZ-C y para los faldones del tipo TZ-V, los dos de 60 mm de espesor.

### **2.2. Resistencias mínimas del terreno.**

Para los cálculos el estudio del terreno nos da una resistencia admisible de  $0.35 \text{ N/mm}^2$ .

### **2.3. Coeficientes de seguridad.**

1. Para el hormigón armado, de acuerdo con la Instrucción EHE, capítulos III y IV:

- El coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón será 1.5
- El coeficiente de minoración de la resistencia del acero para estructuras de hormigón será 1.15
- El coeficiente de mayoración de las cargas será de 1.6

2. Para la estructura metálica, de acuerdo con la NBE-EA-95, capítulo 3.1:

- Concargas: 1.33
- Uso: 0
- Viento:1.5
- Nieve:1.5

### **2.4. Acciones consideradas.**

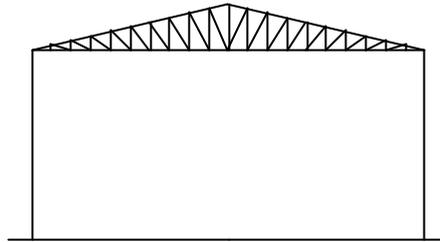
De acuerdo con la NBE-AE-88, se han determinado los valores de las siguientes hipótesis de carga:

- Gravitatorias.
- Sobrecarga de uso.
- Sobrecarga de nieve.
- Sobrecargas de viento.

## 2.5. Datos de la estructura.

La nave se encuentra localizada en Alcalá de Guadaíra (Sevilla), lo que la sitúa en la zona eólica W, a una altura topográfica de 58 metros sobre el nivel del mar. La situación topográfica de la misma será normal.

La estructura estará constituida por una nave simple consistente en una cercha apoyada sobre pilares metálicos, cuyo esquema se refleja en la figura:



## 2.6. Características de la estructura.

### - ELEMENTOS METÁLICOS.

- Perfiles y chapas: A42b

Resistencia a la tracción	420 a 500 N/mm <sup>2</sup>
Limite de fluencia	260 N/mm <sup>2</sup>
Modulo de elasticidad	210000 N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente de dilatación térmica	0,000012 mm °C

- ELEMENTOS DE CIMENTACIÓN.

- Hormigón de zapatas: HA-25

Resistencia característica  $25 \text{ N/mm}^2$

- Losa de pavimento: HA-25

Resistencia característica  $25 \text{ N/mm}^2$

- Armadura: B 400 S

Carga de rotura  $450 \text{ N/mm}^2$

Limite elástico  $410 \text{ N/mm}^2$

**2.7. Acciones sobre la estructura.**

**2.7.1. Sobrecarga de nieve sobre la estructura.**

La sobrecarga de nieve sobre una superficie horizontal se supone uniformemente repartida, y cuyo valor es función de la altitud topográfica de la localidad.

Según la NBE-AE-88, tabla 4.1 a una altitud topográfica entre 0 y 200 m (Sevilla), corresponde una sobrecarga de nieve sobre superficie horizontal de  $40 \text{ kg/m}^2$  ( $4 \times 10^{-4} \text{ N/mm}^2$ ).

La sobrecarga de nieve sobre una superficie de cubierta que forma un ángulo  $\alpha$  con el plano horizontal, tendrá por metro cuadrado de proyección horizontal el siguiente valor:

$$\text{Para } \alpha \leq 60^\circ \Rightarrow p \cdot \cos 12^\circ = 40 \cdot \cos 12^\circ = 39.126 \text{ kg/m}^2.$$

### 2.7.2. Acciones del viento.

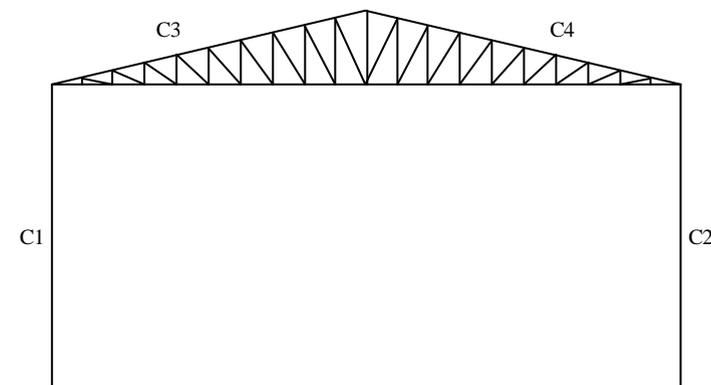
Aplicando la NBE-AE-88 Acciones de Viento, para una altura de coronación de aproximadamente 15 m, corresponde una presión dinámica de  $76 \text{ kg/m}^2$ .

La sobrecarga de viento sobre un elemento superficial vendrá dado por:

$$P = c w$$

$w$ .- Presión dinámica del viento

$c$ .- Coeficiente eólico



Los coeficientes eólicos, según la norma, vendrán dados por:

$$C_1 = 0.8$$

$$C_2 = -0.4$$

$$C_3 = 1.2 \operatorname{sen}12^\circ - 0.4 \approx -0.15$$

$$C_4 = 1.2 \operatorname{sen}12^\circ - 0.4 \approx -0.15$$

Con estos valores:

$$p_1 = 60.8 \operatorname{kg/m}^2$$

$$p_2 = -30.4 \operatorname{kg/m}^2$$

$$p_3 = -11.4 \operatorname{kg/m}^2$$

$$p_4 = -11.4 \operatorname{kg/m}^2$$

Nuestra construcción es cerrada, hasta los 5 metros de altura con placas prefabricadas de hormigón armado y el resto de la fachada se cierra con paneles tipo sándwich.

### **2.7.3. Acciones térmicas y reológicas.**

Las acciones térmicas y reológicas pueden no considerarse en las estructuras formadas por pilares y vigas cuando se disponen de juntas de dilatación a una distancia no superior a 40 metros.

#### **2.7.4. Acciones sísmicas.**

##### 1º.- Clasificación de la construcción.

De acuerdo con la Norma NCSE-02, se trata de una construcción de importancia moderada, dado que la probabilidad de que su destrucción por el terremoto ocasione víctimas mortales es despreciable, no interrumpiría un servicio primario ni produciría daños económicos significativos a terceros.

##### 2º.- Información sísmica.

Aceleración sísmica de cálculo ( $a_c$ ) = 0.06 g

Coefficiente de contribución (K) = 1.1

##### 3º.- Conclusión.

Según la norma sismoresistente NCSE-02 en su Capítulo 1, artículo 1.2.1. (Criterios de aplicación de la norma):

“La aplicación de esta Norma es obligatoria en las construcciones recogidas en el artículo 1.2.1, excepto:

- En las construcciones de importancia moderada.
- ...”.

Por lo tanto no se considerarán las acciones sísmicas.

### **2.7.5. Presiones en el terreno de cimentación.**

El terreno donde se va a cimentar la nave se trata de una arena limosa marrón clara amarillenta (albero) con cementación variable, con una capa superficial de tierra vegetal.

De acuerdo con las conclusiones del estudio geotécnico, se ha escogido una tensión admisible del terreno de  $0.35 \text{ N/mm}^2$  para el cálculo de los elementos de cimentación. Dicha hipótesis se podrá revisar una vez que se ejecute el cajeadado del terreno.

### **2.7.6. Sobrecargas de uso.**

Cada elemento de la estructura se calculará con las solicitaciones más desfavorables que sobre él puedan actuar. Se han de tener en cuenta, para el cálculo de cada elemento, las siguientes sobrecargas de uso:

- Sobrecargas aisladas.
- Sobrecargas horizontales.

### **2.7.7. Acciones del puente grúa sobre la estructura.**

El cálculo de las acciones se basa en la propuesta de norma que aparece recogida en el prontuario de ENSIDESA TOMO II\* y en el libro “La estructura metálica hoy” de R. Argüelles.

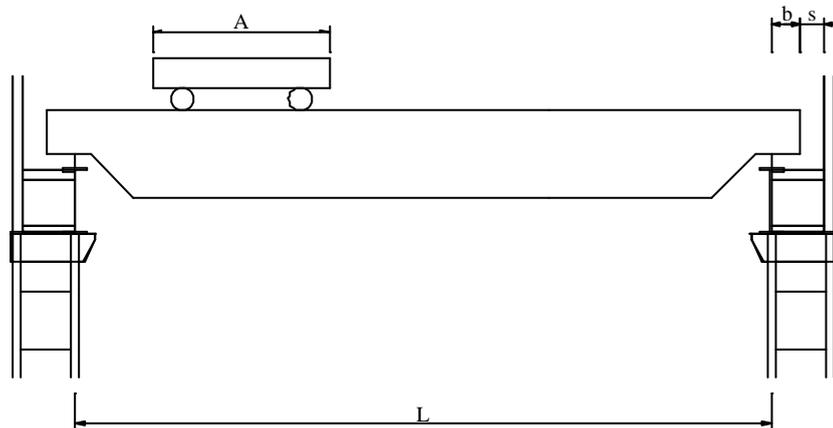
El puente grúa se proyecta con una luz entre apoyos de 30 metros y 10 toneladas de carga nominal de elevación.

Clasificación del puente grúa según el apartado 3.4 de la citada norma:

Apartado 3.4.1. Condiciones de utilización:	B (Utilización regular en servicio intermitente)
Tabla 3. Condiciones de carga:	2- mediano

Entrando con estos valores en la tabla 3.4 3-1, se observa que el puente grúa pertenece al “Grupo 4”.

Como datos de anteproyecto, en ausencia y espera de los definitivos que establezca la propiedad, se utilizan los que aparecen en el anejo de la norma.



Según la tabla de Dimensiones Geométricas del Anejo 1:

$$L = 30.00 \text{ m}$$

$$A = 5.40 \text{ m}$$

$$B = 3.50 \text{ m (Distancia entre ruedas del carro)}$$

$$s \geq 0.50 \text{ m}$$

$$b = 0.30 \text{ m}$$

Tabla de Pesos y Cargas:

Pesos	Carro	$C = 4.00 \text{ t}$
	Puente	$P = 36.00 \text{ t}$

Reacciones	$V_{MÁX} = 15.80 \text{ t}$
	$V_{MÍN} = 9.20 \text{ t}$

Tabla de Velocidades de Movimiento:

$$V_c = 45 \text{ m/min}$$

$$V_p = 60 \text{ m/min}$$

### **2.7.7.1. Cálculo de las acciones.**

Además de su propio peso, el puente grúa ejerce unas acciones durante el frenado y aceleración que deben considerarse en el cálculo de la viga carril y del resto de la estructura. Estas acciones son las siguientes:

### **2.7.7.1.1. Acciones verticales de las ruedas del puente grúa.**

Se obtienen a partir de las acciones estáticas máximas correspondientes, multiplicándolas por un coeficiente de efectos dinámicos ( $\phi$ ):

$$V_d = \phi \cdot V$$

Para el cálculo de la viga carril:

$$V_{d(MÁX)} = 1.15 \cdot 15.80 = 18.17 \text{ t}$$

$$V_{d(MIN)} = 1.15 \cdot 9.20 = 10.58 \text{ t}$$

Para el cálculo de soportes:

$$V_{d(MAX)} = 1.0 \cdot 15.80 = 15.80 \text{ t}$$

$$V_{d(MIN)} = 1.0 \cdot 9.20 = 9.20 \text{ t}$$

### **2.7.7.1.2. Acciones horizontales longitudinales.**

#### **2.7.7.1.2.1. Sobre los carriles de translación del puente.**

Éstas son las fuerzas horizontales que las ruedas motrices del puente grúa ejercen sobre el carril durante la aceleración o deceleración del mismo.

- Para el cálculo de la viga carril y sus vínculos a la estructura soporte se adoptará:

$$\sum H_{lMÁX} = (Q + C + P) \cdot (\omega + (2j_p / g)) \leq (Q + C + P) \cdot f \cdot K_p$$

Donde:

Q = peso de la carga nominal.

C = peso del carro y su equipo.

P = peso del puente y su equipo.

$j_p$  = aceleración media del puente.

f = 0.20 en caminos secos.

$K_p$  = relación entre el número de ruedas motrices del puente a su número total de ruedas.

$$K_p = \frac{m}{n} = \frac{2}{4} = 0.5$$

Sustituyendo los datos conocidos:

$$\sum H_{lMÁX} = (10+4+36) (0.005 + (2 \cdot 0.4 / 9.81)) = 4.327 \text{ t} \leq 5.0 \text{ t}$$

Al haber dos ruedas motrices, una en cada viga carrilera, actúa sobre cada una de ellas:

$$H_{lMÁX} = 4.327 / 2 = 2.1635 \text{ t.}$$

- Para el calculo de los soportes se adoptará:

$$H_l = 0.2 \sum V K_p = 0.2 \cdot 15.8 \cdot 0.5 = 1.58 \text{ t}$$

### **2.7.7.1.2.2. Sobre los topes finales del camino de rodadura.**

El constructor del puente grúa debe fijar los elementos de amortiguación de forma que se eliminen estas acciones sobre la estructura.

2.7.7.1.3. Acciones horizontales transversales sobre los carriles de translación del puente.

#### **2.7.7.1.3.1. Acciones $H_c$ debidas a la aceleración o deceleración del carro.**

- Para el cálculo de la viga carril y de sus vínculos a la estructura de soporte se adoptará:

$$\sum H_{cMAX} = (Q + C) \cdot (\omega + (2 \cdot j_c / g)) \leq (Q + C) f \cdot K_c$$

Sustituyendo los datos:

$$\sum H_{cMAX} = (10 + 4) \cdot (0.005 + (2 \cdot 0.2 / 9.81)) = 0.64 \leq 1.40 \text{ t}$$

Se adoptará de todas formas una fuerza de 1.40 toneladas sobre cada rueda motriz para no tener que modificar la estructura, en el futuro; en caso de cambiar las condiciones de los carriles de rodadura ó se quiera aumentar la velocidad de translación del carro.

- Para el cálculo de los soportes se tomará:

$$\sum H_c = 0.1 \sum V = 0.1 \cdot 15.80 = 1.58 \text{ t}$$

### **2.7.7.1.3.2. Acciones $H_p$ debidas a la aceleración o deceleración del puente.**

Se supone un puente grúa con sincronización en revoluciones de las ruedas motrices de ambas vigas testeras.

- Para el calculo de la viga carril y de sus vínculos a la estructura soporte se tomará:

$$H_p = \pm \sum H_{I_{MAX}} (e_{MAX} / B) = 4.327 \cdot (0.04 / 3.5) = 0,05 \text{ t.}$$

- Para el cálculo de soportes:

Se considera englobada en las  $\sum H_c$ .

### **2.7.7.1.3.3. Acciones $H_o$ debidas a la marcha oblicua del puente.**

- Para el cálculo de la viga carril y de sus vínculos a la estructura soporte:

$$H_o = 0.024 (Q + C + P) \cdot (L / B) = 0.024 \cdot 50 \cdot (30 / 3.5) = 10.29 \text{ t}$$

- Para el cálculo de los soportes:

Se considerará englobadas en las  $\sum H_c$ .

## **2.8. Cálculos numéricos.**

### **2.8.1. Cálculo de la viga carril del puente grúa.**

#### **2.8.1.1. Acciones que deben considerarse en el cálculo.**

- Acciones permanentes. Peso de los componentes de la viga carril.
  - Viga de rodadura.
  - Viga de acompañamiento.
  - Carriles de rodadura y de guiado.
  
- Sobrecarga móvil del puente. Acciones verticales y horizontales de las ruedas de traslación del puente grúa. Éstas son función de:
  - El peso propio del puente, carro, carga y accesorios.
  - Los efectos dinámicos debidos a la aceleración ó deceleración del carro y del puente. Éstas son las acciones calculadas anteriormente.
  
- Acción del viento. Se consideran las acciones que las estructuras de cubierta y de cerramiento transmiten a la viga de acompañamiento.
  
- Acción sísmica. Según la Norma Sismorresistente NCSE-02, no es obligatoria su aplicación en obras de moderada importancia.
  
- Sobrecarga de uso. Se considerará una sobrecarga de  $100 \text{ kg/m}^2$  originada por la circulación del personal de mantenimiento y del material necesario para las reparaciones.

### 2.8.1.2. Hipótesis de cálculo.

Después de una serie de suposiciones y tanteos, se llega a la conclusión de que la hipótesis más desfavorable para el cálculo es la que figura en la norma como hipótesis número 3:

- Acciones permanentes x 1.33:

Peso viga carril y carril de rodadura  $\cong (280.64 + 43.5) \text{ kg/m} \times 1.33 = 431.11 \text{ kg/m}$

- Sobrecarga móvil del puente x 1.33:

- Acciones verticales con el coeficiente dinámico reducido x 1.33:

$$V_d = 15.80 \cdot 1.0 \cdot 1.33 = 21.014 \text{ t}$$

- Acciones horizontales transversales  $H_c$ ;  $H_p$ ;  $H_o$  x 1.33:

a) Con el carro en  $a_{\min}$ :  $(\sum H_c + H_p) \times 1.33 = 0.69 \cdot 1.33 = 0.92 \text{ t}$

b) Con el carro en  $a = \frac{1}{2} L$ :  $(\sum H_c + H_o) \times 1.33 = 14.54 \text{ t} \rightarrow$   
 $12.83 \text{ t} \leftarrow$

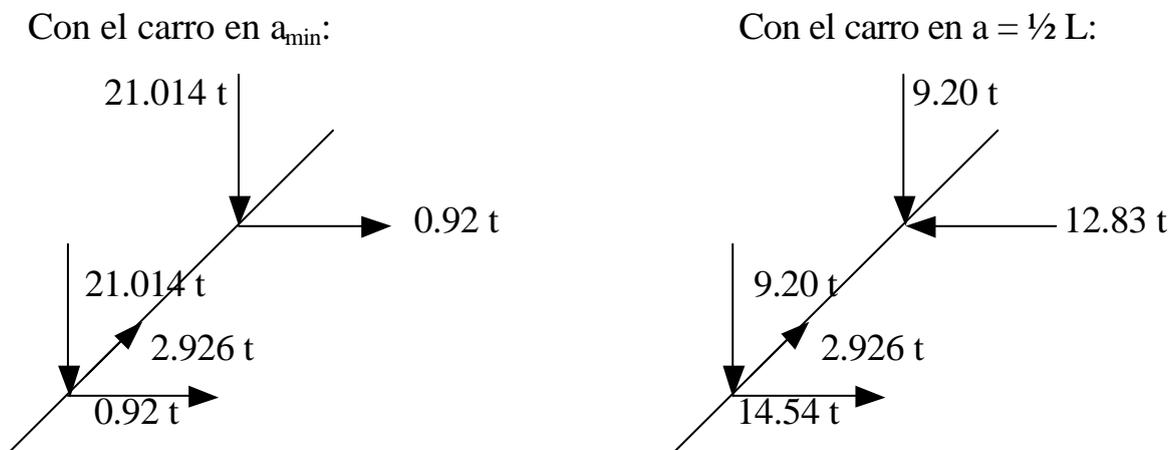
- Acciones horizontales longitudinales  $H_l$  x 1.33:

(Aproximamos 2.1635 a 2.2)

$$H_l = 2.2 \cdot 1.33 = 2.926 \text{ t}$$

- Resumen:

Tendremos en cuenta que para el caso del carro situado a la mitad de la luz del puente, las acciones verticales serán medias, mientras que las horizontales serán las máximas. Por contra, para el caso del carro situado a la mínima distancia de la viga carril, es decir, pegado a ella, las acciones verticales serán máximas mientras que las horizontales serán mínimas. De esta forma, tendremos:



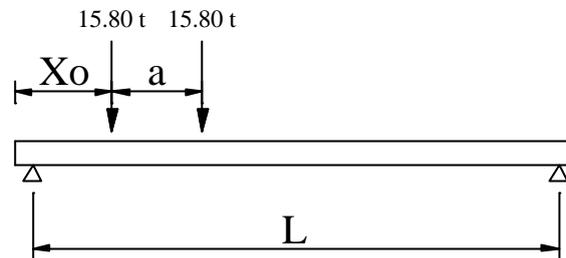
**2.8.1.3. Cálculo.**

La viga carril se proyecta como viga aislada, con un total de 9 vanos, y 15 metros de luz entre apoyos.

Se considera el carro moviéndose sobre la viga. La posición más desfavorable se determina mediante la utilización de las “líneas de influencia”, pero para simplificar el cálculo nos ayudaremos de la tabla 13 del libro “*La estructura metálica hoy: Tomo II*” (R. Argüelles Álvarez).

$$L = 15 \text{ m.}$$

$$a = 3.5 \text{ m.}$$



- Momentos en el vano:

Para el peso propio:

$$M = \frac{p \cdot L^2}{8}$$

Para el tren de cargas:

$$M_{MAX} = \frac{P \cdot L}{2} \cdot \left(1 - \frac{a}{2 \cdot L}\right)^2 = \frac{2 \cdot P \cdot c^2}{L}; c = \frac{L}{2} - \frac{a}{4}$$

- Reacciones máximas:

Para el peso propio:

$$R_A = R_B = \frac{p \cdot L}{2} = 3233.325 \text{ kg}$$

Para el tren de cargas:

$$\text{En el apoyo A: } R_A = P \cdot \frac{2 \cdot L + a}{2 \cdot L} = 21.014 \cdot 1.117 = 23.47 \text{ t}$$

En el apoyo B:  $R_B = P \cdot \frac{2 \cdot L - a}{2 \cdot L} = 21.014 \cdot 0.883 = 18.56 \text{ t}$

La reacción máxima en el apoyo es:

$$R_{MAX} = P + P \cdot \frac{L - a}{L} = 37.12 \text{ t}$$

- Resumen:

- Momento flector máximo en el vano:

Debido al puente grúa:	122.98 t·m
Debido al p.p.:	12.12 t·m
	135.10 t·m

#### 2.8.1.4. Comprobación de la sección.

Dado que el puente grúa no es de una gran potencia, pero tiene una gran luz, optaremos para el diseño de la viga carril por la colocación de una viga armada en lugar de un perfil HEB, con un carril sujeto por grapas que permiten la libre dilatación del rail, pero le impiden deformarse fuera del plano.

- Flexión:

- Estado de cargas I.

$$\sigma_T = M_{\max}^* / W_{xx} = \frac{13510000}{13900} = 971.94 \text{ kg/cm}^2 \leq 2.600 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow$$

CUMPLE.

- Estado de cargas II.

Aquí hay que considerar, además, las acciones horizontales transversales  $H_c + H_p$ . Estas fuerzas crean un momento máximo en el vano, en sentido transversal, cuyo valor es:

$$M_y = 0.10 \cdot 1.15 \cdot \frac{2 \cdot 15.8}{15} \left( \frac{15}{2} - \frac{3.5}{4} \right)^2 = 10.63 \text{ t}\cdot\text{m}$$

Luego:

$$\sigma_T = \frac{13510000}{13900} + \frac{1063000}{1330} = 1771.19 \text{ kg/cm}^2 \leq 2.600 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow$$

CUMPLE.

- Flecha.

Según la norma UNE 76-201-88 para el cálculo de la flecha máxima en el centro del vano, hay que considerar las acciones máximas en la posición más desfavorable, pero sin aplicar coeficientes de efectos dinámicos ni de ponderación.

$$M_{\text{máx}} = 0.442 \cdot 15.80 \cdot 15 = 104.675 \text{ t}\cdot\text{m} = 10467500 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$\sigma = \frac{10467500}{13900} = 753.06 \text{ kg/cm}^2 = 7.53 \text{ kg/mm}^2$$

$$f_{\text{MÁX}} = 0,8 \cdot 7.53 \cdot 15^2 / 1100 = 1.232 \text{ mm.}$$

La flecha vertical máxima permitida es 1/750 de la luz.

$$(L/750) = (15000 / 750) = 20 \text{ mm} \Rightarrow \text{Luego CUMPLE.}$$

Se comprueba de igual forma que cumple la condición de flecha horizontal.

- Comprobación de pandeo lateral.

Debe cumplirse en la viga la condición:

$$M^* \leq M_{cr}$$

donde  $M^*$  es el máximo momento flector ponderado que actúa sobre la viga y  $M_{cr}$  es el momento crítico de pandeo lateral.

Dado que la sección es doblemente simétrica, la expresión de cálculo del momento crítico queda, de acuerdo con el ANEJO 3.A4 de la Norma EA-95, de la siguiente forma:

$$M_{cr} = V \cdot P_E \left[ \sqrt{\left( 5e^* \frac{\mathbf{b}^2}{\mathbf{p}^2} \right)^2 + i_T^2} - \frac{5e^* \mathbf{b}^2}{\mathbf{p}^2} \right]$$

donde:

$$\zeta \cong 1.12$$

$$P_E = \frac{\mathbf{p}^2 EI_y}{(\mathbf{b} \cdot L)^2} = \frac{\mathbf{p}^2 \cdot 2.1 \cdot 10^6 \cdot 26700}{(15000)^2} = 245950.54 \text{ kg}$$

$$\beta = 1$$

$$L = 15 \text{ m} = 1500 \text{ cm}$$

$$e^* = 550 \text{ mm} = 55 \text{ cm}$$

$$i_T = \sqrt{\frac{I_A}{I_T} \left( \frac{\mathbf{b} \cdot L}{\mathbf{b}_0 \cdot d_0} \right)^2 + 0.039(\mathbf{b} \cdot L)^2 \frac{I_T}{I_y}}$$

$$I_A = 77137968.75 \text{ cm}^6$$

$$I_T = 1597.92 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 26700 \text{ cm}^4$$

$$d_0 = 0.8 \cdot L$$

Sustituyendo en la expresión del radio de giro a torsión obtenemos  $i_T = 284.04 \text{ cm}$ . Sustituyendo todo en la expresión del momento crítico se determina un valor de:

$$M_{cr} = 70943168 \text{ kg}\cdot\text{cm} = 709.43 \text{ t}\cdot\text{m} > 114.3 \cdot 1.5 = 171.45 \text{ t}\cdot\text{m}$$

Comprobamos si nos encontramos en régimen elástico:

$$\sigma_{cr,i} = M_{cr}/W_x = 70943 \text{ t}\cdot\text{cm} / 13900 \text{ cm}^3 = 5103.83 \text{ kg/cm}^2 > \sigma_p$$

Nos encontramos en régimen anelástico, aplicamos el coeficiente de reducción anelástica que se obtiene mediante la tabla 3.4.5.3 para estas condiciones, es decir,  $K_r = 0.481$ , lo que nos proporciona un valor del momento crítico real de:

$$M_{cr,r} = 34143325.02 \text{ kg}\cdot\text{cm} = 341.43 \text{ t}\cdot\text{m} > M^*$$

Por lo tanto no se produce pandeo lateral.

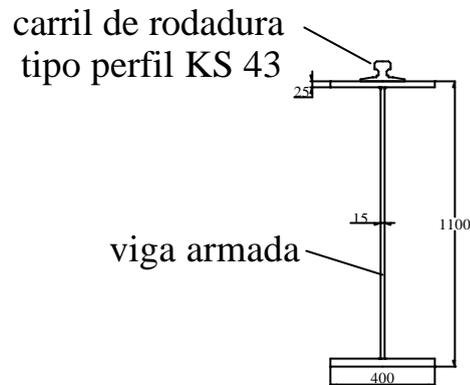
- Comprobación de abolladura del alma.

Comprobamos la relación espesor del alma-altura del alma:

$$e/h_a = 1.5 / 1050 = 0.0143 > 0.014$$

Por lo tanto no es preciso comprobar al alma a abolladura ni colocar más rigidizadores que los precisos en los apoyos, como se indica en el apartado 3.4.1.5.

La viga carril se colocará de la forma:

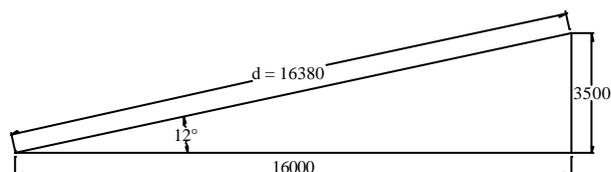


### 2.8.2. Cálculo de la cubierta.

La cubierta se proyecta a base de paneles tipo sándwich, de la marca TECZONE o similar. Los paneles son metálicos, protegidos en sus caras exteriores contra la corrosión y entre ellos se coloca el material aislante.

Los paneles se colocarán directamente sobre las correas mediante la utilización de ganchos ó anclajes, alguno de los cuales irán provistos de anillas de seguridad.

Se colocarán un total de 11 correas por faldón, lo que supone una separación entre correas de:



$$d = \frac{16000}{\cos 12^\circ} \cong 16380 \text{ mm}$$

Separación:  $S = 16.38 \text{ m} / 10 = 1.638 \text{ m}$ . Por motivos constructivos, colocaremos la primera separada 100 mm, en proyección horizontal, y la siguiente a una distancia de 1440 mm, por lo que el resto quedan separadas 1656 mm de eje a eje.

### 2.8.2.1. Cálculo de las correas.

#### 2.8.2.1.1. Acciones que deben considerarse en el cálculo.

- ♦ Cargas gravitatorias. Acciones constantes.(estimación)

- Peso propio de las correas =  $11.20 \text{ kg/m}^2$ .

- Peso propio de la cubierta =  $11.10 \text{ kg/m}^2$

*Total acciones constantes:*  $22.30 \text{ kg/m}^2$

- ♦ Sobrecarga de uso:

S.U.:  $0 \text{ kg/m}^2$

- ♦ Sobrecarga de nieve:

$$p = 40 \cdot \cos 12^\circ = 39.126 \text{ kg/m}^2$$

♦ Acciones del viento: son a succión, y no se supera el valor de la sobrecarga de nieve.

$$p = -25 \text{ kg/m}^2$$

### 2.8.2.1.2. Hipótesis de cálculo.

El caso más desfavorable que se nos presenta de los contemplados en la norma es el Ic, que en este caso, dado que no consideramos sobrecarga, coincidirá con el Ib.

Caso Ic: Acciones constantes x 1,33

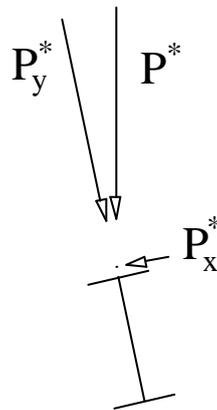
Viento x 0 (Favorable)

Nieve x 1,50

$$q^* = 22.30 \cdot 1.33 + 39.126 \cdot 1.50 = 88.348 \text{ Kg./m}^2$$

Así la carga repartida sobre cada correa es:

$$P^* = q^* \cdot 1.656 \text{ m} = 146.30 \text{ kg/m}$$

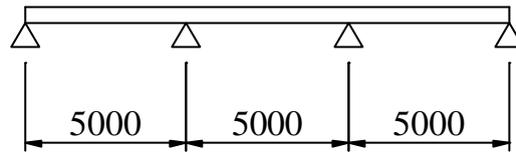


$$p_x^* = 30.42 \text{ kg/m.}$$

$$p_y^* = 143.11 \text{ kg/m.}$$

Donde sólo se considera  $p_y^*$  para el cálculo de la correa, ya que  $p_x^*$  se contrarresta con el atirantado realizado en el plano del faldón, siguiendo la línea de máxima pendiente.

Para calcular los momentos y reacciones se consideran las correas como vigas continuas de 3 vanos iguales, para darle mayor rigidez y reducir los momentos y deformaciones. De esta forma, dado que la longitud de la nave es de 135 metros, se deberán colocar 9 correas en serie para cubrir el total de longitud de la nave.



Por el prontuario de ENSIDESA se deduce que:

$$M_{\text{máx}}^*(x) = 0,1 \cdot p_x^* \cdot l^2 = 0,1 \cdot 143.11 \cdot 5^2 = 357.775 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

### 2.8.2.1.3. Cálculo.

Colocaremos como correas perfiles IPN, adecuados para esfuerzos no demasiado elevados.

Comprobación de la sección para un perfil IPN-120:

Las características del perfil (IPN-120) son:

$$\begin{aligned} p &= 11.20 \text{ kg/m} \\ A &= 14.20 \text{ cm}^2 \\ W_x &= 54.7 \text{ cm}^3 \\ W_y &= 7.41 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

Así el cálculo a flexión donde:  $\sigma^* = M^*/W$

$$\sigma^* = M^*/W = \frac{357.775}{54.7} \cdot 100 = 654.07 \text{ kg/cm}^2 < 2600 \text{ kg/cm}^2, \text{ luego}$$

cumple.

Comprobamos a continuación la flecha. Se realizará el cálculo según la Norma EA-95, donde para el cálculo de la flecha se deben utilizar los esfuerzos sobre la correa sin mayorar, y según la expresión:

$$f = a \frac{S(\text{kg/mm}^2) \cdot L^2(\text{m}^2)}{h(\text{cm})}$$

$$q = 22.3 \cdot 1 + 39.126 \cdot 1 = 61.426 \text{ kg/cm}^2 \text{ (correspondiente a las acciones sin mayorar)}$$

$$P = q \cdot 1,5 \text{ m} = 61.426 \cdot 1,5 = 92.139 \text{ kg/m}$$

$$p_x = P \cdot \cos \alpha = 92.139 \cdot \cos 12 = 90.126 \text{ kg/m}$$

De nuevo según el prontuario de ENSIDESA:

$$M_{\text{máx}}(x) = 0,1 \cdot p_x \cdot l^2 = 0,1 \cdot 90.126 \cdot 5^2 = 225.315 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Con lo que:

$$\sigma = M/W = \frac{225.315}{54.7} \cdot 100 = 411.91 \text{ Kg./cm}^2 = 4.119 \text{ kg/mm}^2$$

$h$  = canto del perfil = 8 cm

$L$  = luz correa = 5 m.

$\alpha$  = 0,415 (según la tabla 5.1 de dicha norma)

$$f = \alpha \frac{s(\text{kg/mm}^2) \cdot L^2(\text{m}^2)}{h(\text{cm})} = 0,415 \frac{4.119 \cdot 5^2}{8} = 5.34 \text{ mm.}$$

La flecha máxima permitida es 1/250 de la luz

$L / 250 = 500 / 250 = 2 \text{ cm.}$  Luego cumple.

### 2.8.3. Cálculo de la estructura.

Se trata de una nave con una cubierta a dos aguas que descansa sobre cerchas cada 5 m. Cada tramo de la nave tiene 15 m, distancia entre dos líneas de pilares consecutivos, por lo tanto, entre cada dos cerchas que se apoyan directamente sobre los soportes, habrá dos intermedias que lo hacen sobre la viga de acompañamiento que arriostra la viga carril. La luz entre apoyos de cerchas es de 32.24 m.

Dado que la longitud de la nave es de 135 metros, tendremos 10 “pórticos”, con una separación entre ellos de 15 metros.

El cálculo de la estructura se ha realizado mediante el empleo del programa informático METAL 3D, de la empresa CYPE INGENIEROS, S.A. de Alicante.

El proceso de cálculo ha consistido en descomponerla en elementos más simples.

Así, el primer paso ha sido el de modelar el conjunto cercha-bayonetas.

Posteriormente se modelaron los perfiles de cerramiento, encargados de sujetar el cerramiento de placas de hormigón y de transmitir las cargas de viento de la totalidad de la fachada a la estructura, bien a los pilares, bien a la viga de acompañamiento.

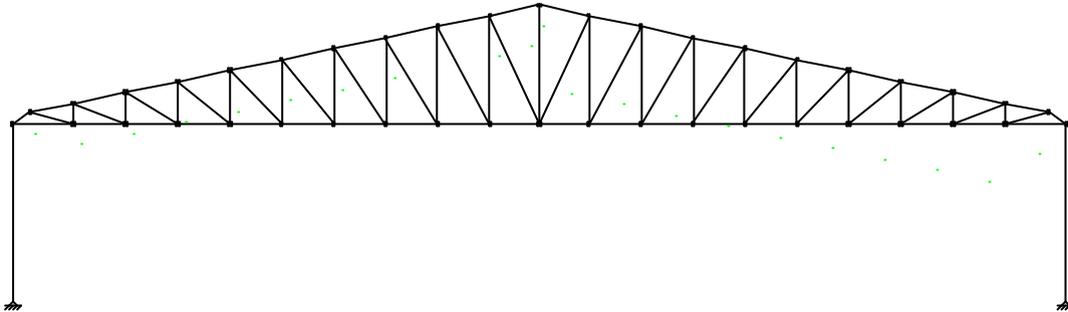
A continuación, se modeló el conjunto viga carril-viga de acompañamiento. A este modelo se trasladaron las cargas que introducen las cerchas que se han de apoyar sobre la viga de acompañamiento y las cargas que introduce el cerramiento, así como las que introduce el puente grúa.

Por último, se procede a trasladar todas las resultantes a los pilares.

### **2.8.3.1. Cálculo del conjunto cercha-bayonetas.**

En realidad calculamos dos modelos, uno para los que descansan sobre los pilares y otro para los que se apoyan sobre la viga de acompañamiento. La única diferencia entre los dos modelos está en la longitud de las bayonetas, siendo de 5.60 m en el primer caso y de 4.50 m en el segundo. He aquí, el porqué del arriostamiento de las bayonetas de que se apoyan sobre los pilares, conseguir que se comporten igual que las que lo hacen sobre la viga de acompañamiento.

El modelo introducido es el siguiente:



Los tipos de perfiles seleccionados para la cercha han sido:

- UPN en cajón soldado para el marco de la cercha.
- Perfiles cuadrados huecos para montantes y diagonales.
- HEB para las bayonetas.

#### **2.8.3.1.1. Acciones consideradas en el cálculo.**

Las acciones que se han considerado en el cálculo son las siguientes:

1. Sobrecarga de nieve sobre la cubierta.

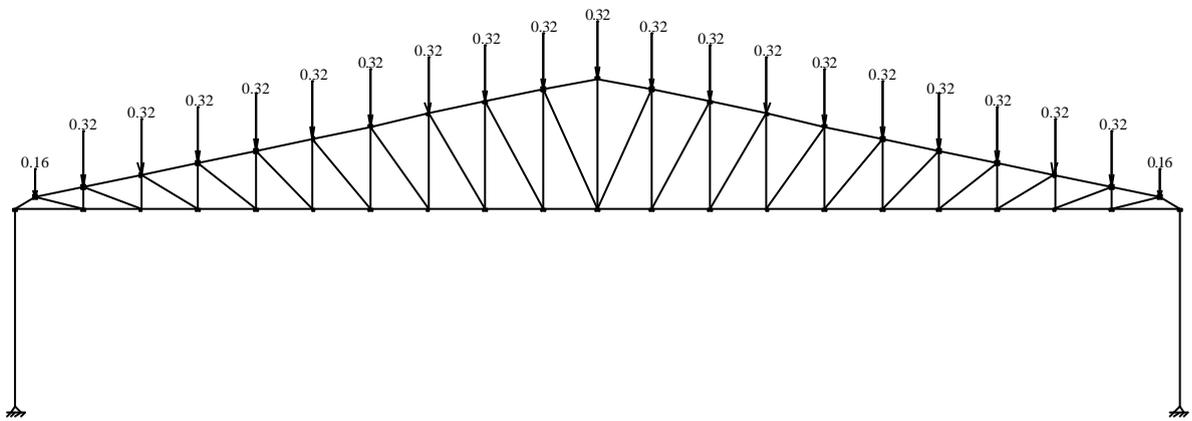
Sobrecarga de nieve:  $40 \text{ kg/m}^2$ .

Esta sobrecarga la introducimos en el modelo de cálculo actuando en los nudos que definen los puntos donde apoyan las correas sobre la cercha,

para lo que tendremos en cuenta los anchos de banda que afectan a cada nudo:

$$p_N = 40 \text{ kg} / \text{m}^2 \cdot 5 \text{ m} \cdot 1.62 \text{ m} = 324 \text{ kg} \cong 0.32 \text{ t}$$

Evidentemente, a los nudos extremos les corresponde la mitad de la carga. El modelo queda:



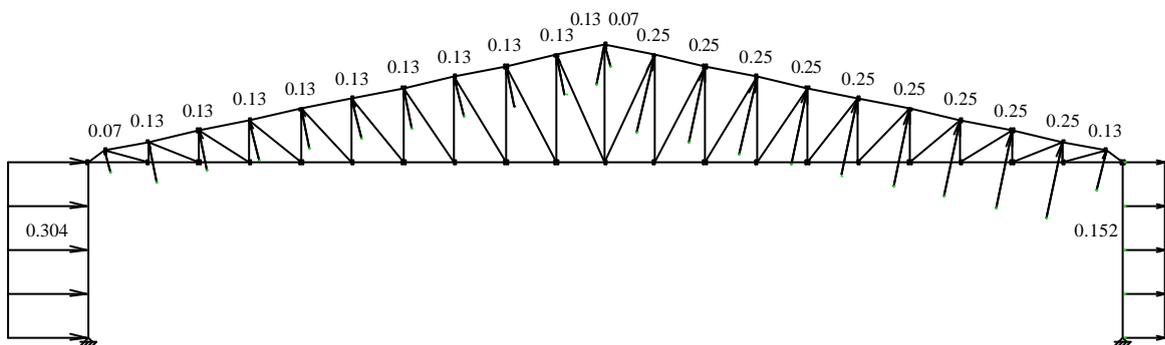
## 2. Sobrecarga de viento sobre la estructura:

Esta sobrecarga será considerada en los dos sentidos que afectan al pórtico, viento +X y viento -X, siendo simétricas la una de la otra.

Como ya vimos para el cálculo de las acciones actuantes sobre la estructura, la sobrecarga de viento sobre la estructura podemos hallarla como dictamina la norma de acuerdo con la fórmula:

$$P = c w$$

Al igual que con la sobrecarga se nieve, esta carga le será transmitida a la cercha por las correas, por lo que, una vez aplicada a la superficie que afecta a cada cercha (5 m), nos queda:



### 3. Acciones constantes.

#### □ Cubierta.

- Correas (IPE-120)  $11.20 \text{ kg/m} \times 5 \text{ m} = 56 \text{ kg}$

- Paneles sándwich, incluidos ganchos, solapes, etc...

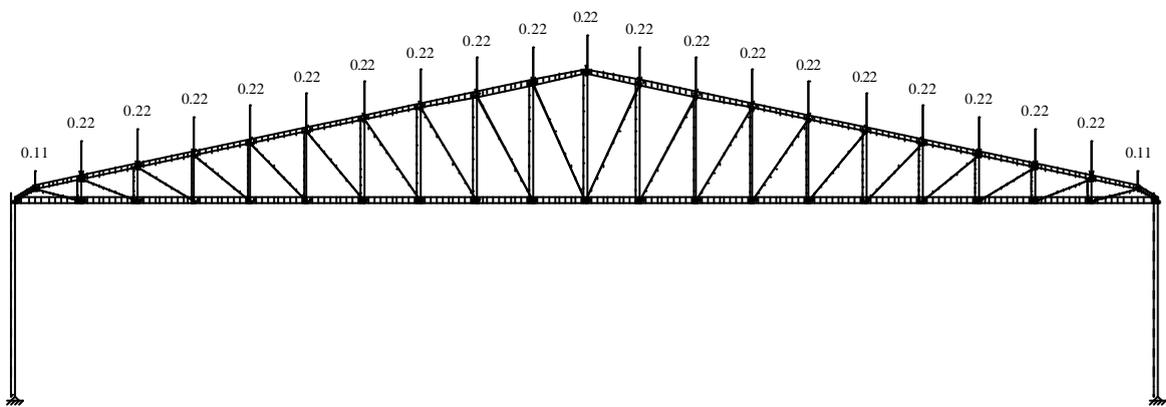
Redondeando:  $20 \text{ kg/m}^2 \times 5 \text{ m} \times 1.62 \text{ m} = 162 \text{ kg}$

TOTAL:  $218 \text{ kg} \cong 0.22 \text{ t}$

□ Cercha y bayonetas.

Se ha tenido en cuenta el peso propio de los elementos que constituyen la conjunto.

El modelo queda:



### 2.8.3.1.2. Resultados.

Tras efectuar el cálculo, cuyos listados se aportan en el anexo correspondiente, los perfiles que cumplen todos los requisitos de resistencia y deformaciones resultaron ser:

- UPN 140 en cajón soldado para el marco de la cercha.
- #60.4 para montantes y diagonales.
- HEB 180 para las bayonetas.

### **2.8.3.2. Cálculo de los perfiles de cerramiento.**

En este caso, el modelo únicamente lo emplearemos para determinar la carga que le transmite el cerramiento inferior debido al empuje/succión que el viento ejerce sobre él, puesto que el tamaño del perfil viene impuesto por las placas de hormigón prefabricado que constituyen el cerramiento.

Las placas son del tipo P-12 C de la empresa RODRIS y tienen 12 cm de espesor, lo que hace que el perfil que las recoja más ajustadamente entre sus alas sea el HEB-200, UPN-200 en las esquinas de la nave. Las placas van alojadas simplemente entre las alas y se sellarán por cualquier tipo de elemento flexible, mastic o similar.

El modelo de cálculo consiste en un perfil vertical, articulado en sus dos extremos.

El estado de cargas a que va a estar sometido es:

- Peso propio.
- Viento aplicado sobre el ancho de banda que le afecta, 5 m.

El análisis de tensiones a las que está sometido el perfil,  $121 \text{ N/mm}^2$ , nos demuestra que está trabajando por debajo de su capacidad límite.

Las reacciones resultantes del cálculo nos permitirán determinar las cargas que introduce en la estructura así como el cálculo de la cimentación.

### **2.8.3.3. Viga de acompañamiento.**

Para el dimensionamiento de la viga de acompañamiento hacemos un modelo tridimensional, para lo que tendremos que modelar la viga carril, ya calculada anteriormente, como dos barras distintas, con el fin de que los esfuerzos en el modelo se transmitan lo más parecido posible al modelo real, puesto que si la modelamos como una única barra las conexiones con la viga de acompañamiento se transmitirían al centro del alma de la viga carril.

El modelo está formado por cuatro barras longitudinales, dos constituyen la viga carril y las otras dos son perfiles UPN soldados en cajón. Al principio y al final se disponen dos marcos de perfiles UPN soldados en cajón. En los puntos intermedios, coincidiendo con las bayonetas y los perfiles de cerramiento, el dintel de los marcos se ejecutará mediante un perfil HEB-180, con el fin de facilitar aún más la conexión con las bayonetas. La conexión entre las cuatro barras se realizara con perfiles cuadrados huecos, soldados a tope en las barras longitudinales que constituyen la viga de acompañamiento y a las alas de la viga carril.

#### **2.8.3.3.1. Acciones consideradas en el cálculo.**

1. Acciones constantes.
2. Sobrecargas de viento.
3. Sobrecargas debidas al puente grúa, incluido el carro.
4. Sobrecarga de nieve.

Para modelar la viga de acompañamiento, partimos de los resultados obtenidos para:

- El conjunto cercha-bayonetas, ya que en cada tramo de viga de acompañamiento dos de ellos apoyan en los nudos superiores de los marcos.
- Los perfiles de cerramiento, ya que en cada tramo hay dos que transmiten la carga de viento a los nudos inferiores de los marcos.
- La viga carril.
- El puente grúa, cuyas cargas ya fueron determinadas.
- El peso propio de los elementos.

#### **2.8.3.3.2. Resultados.**

Tras el cálculo efectuado, las barras resultantes fueron:

- Barras longitudinales: UPN 100 en cajón soldado.
- Marcos: HEB 180, en los dinteles en los que inciden las bayonetas, y UPN 120 en el resto.
- Diagonales: #50.4

#### **2.8.3.4. Pilares.**

Los pilares los definimos como elementos compuestos por dos perfiles tipo IPN, separados un metro entre ejes, debido a que se pretende que la viga carril apoye sobre uno de ellos y la viga de acompañamiento y las bayonetas lo hagan sobre el otro. Los dos perfiles irán unidos mediante una placa de 10 mm de espesor soldado en el

medio de las respectivas almas. Además, esta unión irá debidamente rigidizada a intervalos de un metro.

El modelo empleado para el cálculo de los pilares ha consistido en una barra empotrada-libre, con sección formada por una pareja de perfiles tipo IPN separados un metro entre ejes.

En cuanto a las solicitaciones a las que va a estar sometido se han tenido en cuenta todas aquellas ya obtenidas en los apartados anteriores:

- Reacciones de las bayonetas.
- Reacciones de los perfiles de cerramiento.
- Reacciones del conjunto viga carril-viga de acompañamiento.

Una vez realizado el cálculo, obtenemos que los perfiles IPN que resisten los esfuerzos a los que va a estar sometido el pilar son IPN 380.

#### **2.8.4. Cálculo del arriostramiento contra el viento.**

En este apartado procedemos a determinar los arriostramientos necesarios en la estructura para resistir los esfuerzos que genera la presión del viento en las distintas fachadas de la nave.

Calcularemos dos tipos arriostramientos diferentes, los pórticos frontales de la nave y las cruces de San Andrés para la cubierta.

##### **2.8.4.1. Pórtico frontal contra viento.**

Estos pórticos los diseñamos para que transmitan las cargas de viento en estas fachadas al resto de la estructura.

Estos pórticos distan un metro entre caras más próxima del pilar y de los perfiles de cerramiento, puesto que se ha previsto que la viga carril vuele esta distancia para conseguir que el puente grúa tenga acceso a la mayor área de la nave posible.

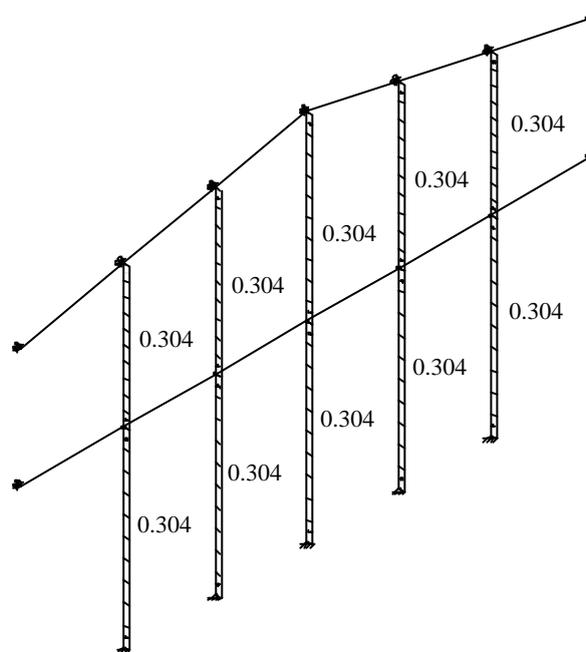
Por lo tanto, el nivel inferior se resuelve igual que el resto de la nave, con placas de hormigón prefabricado del tipo P-12 C hasta cinco metros de altura aproximadamente y el resto de la fachada con paneles sándwich tipo TZ-V. En consecuencia, emplearemos los mismos perfiles para recoger el cerramiento, HEB 200.

Estos perfiles transmiten la carga a una viga BOYD dispuesta horizontalmente y soldada en la cara interior de las alas de la viga carril, de manera que además rigidiza transversalmente el pórtico. La viga

BOYD seleccionada se obtiene a partir del corte de un perfil IPN 500 y peraltándolo mediante la interposición de unas placas de 150x18 mm, teniendo un canto total de 850 mm.

A continuación de los perfiles de cerramiento, y hasta el encuentro con un dintel elaborado a base de dos UPN 140 soldados en cajón que recoge las correas, se disponen unos perfiles IPN 200 para transmitir el resto de las cargas de fachada.

El modelo queda de la siguiente manera:



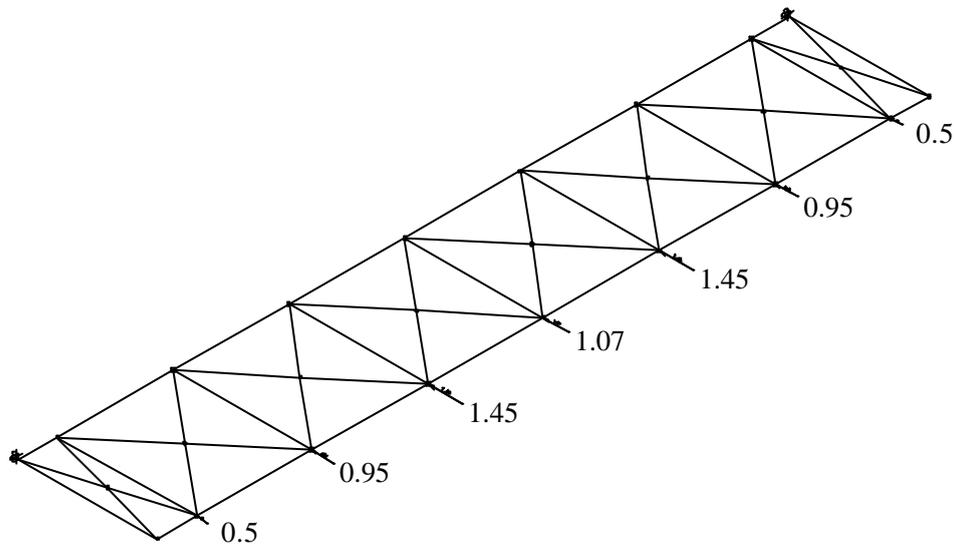
#### 2.8.4.2. Arriostramientos de cubierta.

En este apartado estudiamos la rigidización de los dos primeros pórticos frente al viento, con el fin de disminuir las deformaciones que se producirían al salirse de su plano.

El modelo introducido consiste en el abatimiento de los dos planos que forma la cubierta. Arriostramos desde el dintel en voladizo hasta la

segunda cercha que nos encontramos, lo que hace una longitud de seis metros de cubierta. El arriostramiento lo hacemos mediante cruces de San Andrés realizadas con pletinas 30.4 que unen los nudos del dintel con los de la segunda cercha, cruzándose por debajo de las correas.

En este modelo se han introducido las resultantes obtenidas en el modelo anterior, quedando de la siguiente manera:



En nuestro modelo sólo se han representado las correas a las que se le transmiten las cargas. La correa central en realidad corresponde a las dos correas de cumbrera, por lo que se ha introducido en el modelo con el doble de inercia y sección. La primera cruz de San Andrés une las dos correas más extremas, las tres cruces siguientes se “saltan” cada una de ellas dos correas, es decir, la segunda cruz une la segunda correa con la quinta y así hasta llegar a la cumbrera. Evidentemente, la otra mitad del arriostramiento es simétrica a descrita.

### **2.8.5. Cálculo de los pórticos de frenado.**

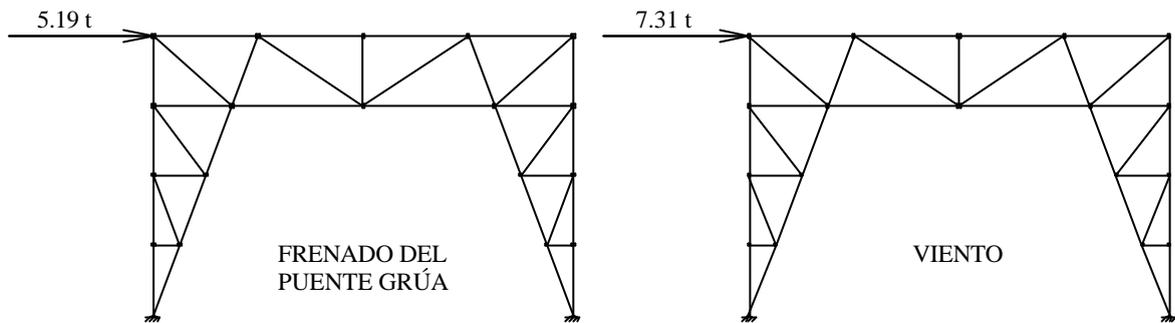
La fuerza de frenado del puente grúa es transmitida por la viga carril y la viga de arriostamiento a los pórticos consecutivos. Para absorber esta fuerza dispondremos pórticos de frenado entre los pórticos más extremos de la nave, de manera que nos ayuden también como arriostamiento contra el viento. Hay que decir que en cuanto al viento, se disponen también sendas cruces de San Andrés realizadas con pletinas 20.4 que unen las dos bayonetas consecutivas.

El pórtico de frenado lo diseñamos con perfiles UPN en cajón soldado. Los dispondremos alineados con la viga carril, en contacto con los correspondientes IPN 380 sobre los que se apoya ésta. La unión del pórtico de frenado con los soportes se realiza soldando unas placas de acero, con unas dimensiones de 400x140x15 mm. Se colocan un total de ocho placas por pórtico de frenado.

Como ya se refirió anteriormente, las acciones consideradas para el cálculo del pórtico de frenado son:

- Peso propio.
- Cargas de viento actuando sobre el pórtico frontal de la nave.
- Frenado del puente grúa.

Las dos últimas hipótesis quedan de la siguiente manera en el modelo introducido:



El cálculo del pórtico, cuyos listados se adjuntan en el anexo correspondiente, nos determina que el perfil óptimo es el UPN 100.

Por otra parte, para rigidizar más la estructura y hacer que los pórticos intermedios sufran menos los arranques y paradas del puente grúa en la parte central de la nave, dispondremos unos pórticos de frenado más en el vano central de la nave, entre los pórticos 5 y 6.

#### **2.8.6. Cálculo de las placas de anclaje.**

Para el cálculo de las placas base de los pilares y de los perfiles de cerramiento, emplearemos las aplicaciones que dispone el programa de cálculo para los modelos ya definidos para los mismos.

La hipótesis básica con la que trabaja el programa es la de placa rígida o hipótesis de Bernouilli. Esto implica que la placa permanece plana ante los esfuerzos a los que se va a ver sometida, lo que hace que se desprecien las deformaciones a efectos del reparto de cargas. Esto implica que la placa de anclaje será simétrica y tendrá impuesto su espesor mínimo en función de la dimensión del lado.

El programa realiza las siguientes comprobaciones:

1. Comprobaciones sobre el hormigón:

Se comprueba que en el punto más comprimido bajo la placa no se supera la tensión admisible del hormigón. El método usado es el de las tensiones admisibles, suponiendo una distribución triangular de tensiones sobre el hormigón que sólo pueden ser de compresión. Se desprecia el rozamiento entre la placa y el hormigón, es decir, la resistencia a cortante y torsión se le encomienda a los pernos.

2. Comprobaciones sobre los pernos de anclaje:

El programa considera que los pernos sólo trabajan a tracción y realiza tres grupos de comprobaciones sobre cada perno:

- Tensión sobre el vástago.
- Comprobación del hormigón circundante.

La rotura del hormigón que rodea a los vástagos puede ser debida a:

- Deslizamiento por pérdida de adherencia.
  - Arrancamiento por el cono de rotura.
  - Rotura por esfuerzo de cortante (efecto cuña).
- Aplastamiento de la placa.

### 3. Comprobaciones sobre la placa.

#### 2.8.6.1. Dimensiones de las placas de anclaje.

Una vez efectuados los cálculos para el dimensionamiento de las placas de anclaje de los pilares y para las de los perfiles de cerramiento, cuyas comprobaciones se encuentran en el anexo correspondiente, éstas resultaron ser:

	De pilar	De perfil de cerramiento junto a soporte	De perfil de cerramiento	De perfiles de cerramiento de esquina
Dimensiones (cm)	<b>1600x700x25</b>	<b>400x300x15</b>	<b>400x400x15</b>	<b>520x520x15</b>
Nº de pernos	<b>18</b>	<b>4</b>	<b>4</b>	<b>8</b>
Diámetro pernos (mm).	<b>33</b>	<b>16</b>	<b>16</b>	<b>16</b>
Longitud de anclaje (m)	<b>1000</b>	<b>300</b>	<b>300</b>	<b>300</b>
Rigidizadores	<b>Sí</b>	<b>No</b>	<b>No</b>	<b>No</b>
Dimensiones rigidizadores	<sup>1</sup> <b>200.15</b>	<b>---</b>	<b>---</b>	<b>---</b>

Hay que hacer notar que las dimensiones de las placas de anclaje de los perfiles de cerramiento junto a soporte y de los perfiles de cerramiento de esquina se han obtenido por razones constructivas.

Las dimensiones de la placa de anclaje de los perfiles de cerramiento que coinciden con los pilares vienen impuestas por el hecho de que dicho pilar de cerramiento se coloca pegado a los rigidizadores de borde de la placa de anclaje del soporte correspondiente, tratándose de la dimensión que nos impone la separación del cerramiento con la

estructura, de ahí que se acorte por uno de sus lados y se desplacen dos de los pernos.

Por otra parte, las dimensiones de las placas de anclaje de los perfiles de los cerramientos de esquina, son fruto de la unión de dos placas de dos perfiles simples de cerramiento y su posterior regularización.

### **2.8.7. Cálculo de las zapatas.**

La cimentación de la nave se prevé a base de zapatas aisladas de planta rectangular. En el proyecto hay tres tipos de zapatas distintos:

- Zapata de soporte tipo. Este tipo de zapata recoge también el perfil de cerramiento correspondiente.
- Zapata de soporte de esquina.
- Zapata de perfil de cerramiento.

Aunque a efectos de cálculo sólo determinaremos dos de ellos, las correspondientes al soporte tipo y a los perfiles de cerramiento, puesto que las de soporte de esquina las definiremos a partir de las zapatas de soporte tipo y las ampliamos para que recojan también los perfiles de cerramiento de esquina.

Para el cálculo de las zapatas emplearemos las aplicaciones que incluye el programa que hemos empleado en el cálculo de la estructura.

El programa traslada las cargas transmitidas por los elementos al centro de la zapata, obteniendo su resultante.

Las comprobaciones consisten en verificar:

- Tensiones sobre el terreno.

Se supone una ley de deformación plana para la zapata, por lo que se obtiene en función de los esfuerzos unas leyes de tensiones sobre el terreno de forma trapecial. No admite tracciones, por lo que la resultante queda dentro de la zapata. Se tiene en cuenta el peso propio de la zapata.

Se comprueba que:

- La tensión media no supere a la del terreno.
- La tensión máxima no puede superar en más de un porcentaje, 25, 33 ó 50 %, según la combinación de esfuerzos considerada, gravitatoria, con viento o con sismo respectivamente.

- Estados de equilibrio.

Se comprueba que la resultante quede dentro de la zapata, proporcionando el porcentaje de reserva de seguridad.

- Estado del hormigón.

- Momentos flectores. Se comprueba con la sección de referencia situada a 0.15 la dimensión del pilar hacia el interior.
- Cortantes. La sección de referencia se sitúa a un canto útil de los bordes del soporte.
- Anclaje de las armaduras, colocando patillas caso de ser necesario.

- Canto mínimo.
- Separación de armaduras.
- Cuantías mínimas y máximas, mecánicas y geométricas, de armadura.
- Diámetros mínimos de las barras.

### **2.8.7.1. Resultados.**

Una vez efectuados los cálculos, los listados de comprobaciones efectuadas se aportan en los anexos correspondientes, obtenemos las siguientes zapatas:

- Zapata de soporte tipo:
  - Dimensiones (cm): 260x500x150
  - Armado, inferior y superior: #  $\phi$ 20 c/ 20 cm (en jaula).
- Zapata de soporte de esquina:
  - Dimensiones (cm): 300x500x150
  - Armado, inferior y superior: #  $\phi$ 20 c/ 20 cm.
- Zapata de perfil de cerramiento:
  - Dimensiones (cm): 120x200x80
  - Armado, inferior y superior: #  $\phi$ 16 c/ 20 cm.

### **2.8.8. Vigas de atado.**

En nuestro caso, cada zapata irá arriostrada con las dos zapatas más próximas mediante unas vigas de atado que, por razones constructivas, se dispondrán con una sección de 40x40 cm.

No procedemos al cálculo a flexión de las vigas de atado ya que, debido a las características del terreno, se homigonarán directamente contra él, haremos un cajeadado de las dimensiones apropiadas y verteremos una capa de 10 cm de hormigón de limpieza HM-15. Por lo tanto, aunque el cerramiento de placas de hormigón prefabricado descansa sobre ellas, no trabajarán a flexión.

#### Cálculo de las armaduras

Dado que no tenemos ningún requerimiento por esfuerzos que vaya a ser más restrictivo que el de cuantías geométricas mínimas en la sección, un 3.3 ‰ según el artículo 42.3.5. de la Instrucción EHE. Por lo tanto, se colocarán 4 $\phi$ 16 corridos (cuya área total es de 8.022 cm<sup>2</sup> y nos da una cuantía de armadura del 5 ‰) como armadura longitudinal del zuncho.

#### Cálculo de armadura transversal (estribos)

La separación de estribos debe cumplir:  $s < 30 \text{ cm}$

$$s < 0.85 * d = 0.85 * 36 = 30.6 \text{ cm}$$

$$s < 15 * \phi = 15 * 2 \text{ cm} = 30 \text{ cm}$$

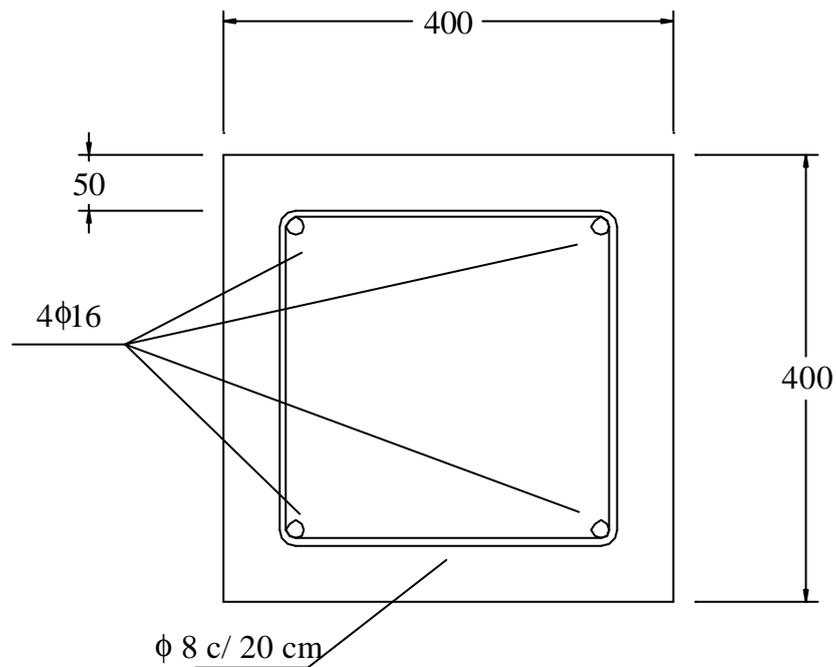
Tomaremos una separación de 20 cm.

La sección debe cumplir:

$$A \geq \frac{0.02 \cdot f_{cd} \cdot b}{f_{yc,d}} = \frac{0.02 \cdot 250 \cdot 40}{\frac{4100}{1.15}} = 0.0056 \text{ cm}$$

Por razones constructivas se pondrán estribos de  $\phi 8$  separados 20 cm.

En definitiva, la sección de la viga de atado quedará de la siguiente manera:



Sevilla, Abril de 2004

Javier Hernández Quiles