UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

DOCUMENTO Nº1:

ANEJO 2: CALCULO DE ESTRUCTURAS

Autor: Catalán García, Juan

Tutor: Noguera Puchol, Guillermo

Cotutor: Navarro Gregori, Juan

Curos 2015/2016

VALENCIA, JUNIO 2016

INDICE

1. INTRODUCCION 4
2. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA O NAVE 5
3. PROGRAMA DE CALCULO EMPLEADO 12
4. NORMATIVA DE APLICACIÓN 12
5. DESCRIPCION DE LOS CERRAMIENTOS 14
5.1 Cerramientos de cubierta 14
5.2 Cerramiento Lateral. 17
6. DESCRIPCION DE LAS ACCIONES 20
6.1 Acción Sísmica 21
6.2 Acción de Nieve 23
6.3 Sobrecarga de Uso 26
6.4 Acción del Viento 27
7. GENERADOR DE PORTICOS Y CORREAS 36
7.1 Dimensionamiento de las correas de cubierta 37
7.2 Listado de Comprobación y medición de correas 42
8. GENERACION DE LA ESTRUCTURA METALICA COMPLETA 48
8.1 Introducción de los nudos y barras 50
8.2 Introducción de pandeos y flechas en las barras 57
9. ESTRUCTURA DEL FORJADO 66
10. CÁLCULO Y DIMENSIONAMIENTO DE LA ESTRUCTURA 80
10.1 Optimización de los perfiles en los pórticos 80
10.2 Dimensionamiento de los tirantes 82
10.3 Dimensionamiento de las uniones 86
10.4 Comprobación resistencia frente a Sismo 96
10.5 Comprobación de la resistencia a Fuego 98
11. DIMENSIONAMIENTO DE LA CIMENTACION 99

INDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1 Revestimiento contra incendios 10
Ilustración 2 Panel de cubierta 14
Ilustración 3 Detalle Cerramiento Lateral 18
Ilustración 4 Caracteristicas Muro lateral 19
Ilustración 5 Acción Sísmica Xàtiva..... 21
Ilustración 6 Coef. de Amortiguamiento 22
Ilustración 7 Mapa de Peligrosidad Sismica..... 22
Ilustración 8 Zonas Climáticas de invierno 23
Ilustración 9 Datos Calculo Sobrecarga de Nieve 25
Ilustración 10 Datos Calculo Acción del Viento 27
Ilustración 11 Disposición de huecos en la estructura..... 28
Ilustración 12 Huecos introducidos..... 28
Ilustración 13 Valor básico de la velocidad del viento 30
Ilustración 14 Resumen datos generales de la obra 36
Ilustración 15 Dimensionamiento Perfiles de cubierta..... 38
Ilustración 16 Comprobación correas de cubierta 39
Ilustración 17 Geometría correo de cubierta 40
Ilustración 18 Pórtico con sus dimensiones y correas..... 40
Ilustración 19 Exportación de la Obra al Nuevo Metal 3D 48
Ilustración 20 Detalle Tirante de Arriostramiento..... 52
Ilustración 21 Detalle Arriostramiento Lateral y en Cubierta 54
Ilustración 22 Estructura 3D completa con nudos y barras 56
Ilustración 23 Pericos Traslacionales e Intraslacionales 58
Ilustración 24 Reparto de cargas forjado..... 68
Ilustración 25 Configuración de los peldaños..... 73
Ilustración 26 Detalle Escalera Industrial 76
Ilustración 27 Vista 3D estructura de Escalera..... 77
Ilustración 28 Geometría Escalera en Planta 78
Ilustración 29 Modelización Escalera 79
Ilustración 30 Detalle cálculo de escalera 79
Ilustración 31 Detalle %Tensión/Aprovechamiento de perfiles..... 81
Ilustración 32 Datos generales Placas de Anclaje..... 91
Ilustración 33 Detalle Pernos de Anclaje..... 91

INDICE DE TABLAS

Tabla 1 Resistencia a fuego de elementos 8
Tabla 2 Luces admisibles cerramiento cubierta 15
Tabla 3 Cargas cerramiento cubierta 16
Tabla 4 Sobrecargas de Nieve 24
Tabla 5 Sobrecarga de Uso según CTE-DB-AE..... 26
Tabla 6 Coeficientes calculo del viento 31
Tabla 7 Presiones ejercidas por el viento en una construcción diafana 32
Tabla 8 Datos del cálculo correas de cubierta..... 42
Tabla 9 Medición de correas de cubierta 47
Tabla 10 Longitudes de Pandeo canónicas según CTE..... 57
Tabla 11 Peso tabiques..... 66
Tabla 12 Peso Pavimentos..... 67
Tabla 13 Canto del forjado 68
Tabla 14 Coeficientes para forjado EHE 69
Tabla 15 Características Técnicas Vigueta Pretensada..... 70
Tabla 16 Características Técnicas Vigueta Pretensada 2..... 71
Tabla 17 Peso Propio elementos constructivos..... 72
Tabla 18 Anchura mínima Escalera 74
Tabla 19 Comprobación Placas de Anclaje..... 93

1. INTRODUCCION

El objetivo del anejo que se presenta a continuación es el cálculo y dimensionamiento de los elementos fundamentales y necesarios para la ejecución de la nave industrial.

A través de este anejo quedaran definidos y dimensionados todos los elementos de la estructura metálica y cimentación de las naves, fundamentales para la perfecta transmisión y resistencia de las acciones actuantes según la normativa vigente.

La estructura de la nave como ya se indica anteriormente es sin uso específico, el diseño de este tipo de estructuras requiere un amplio espacio interior, estas serán ideales para almacenes o zonas de manipulación donde no se requieran grandes cargas de sustentación.

Tras haber realizado el estudio de soluciones se opta por realizar la opción más rentable no solo por el coste material sino por la rapidez y sencillez de ejecución, la solución que se va aplicar es:

Nave Industrial con pórticos de nudos rígidos empotrados en cimentación materializados mediante perfiles laminados acartelados en los dinteles en su unión con el pilar y entre el dintel-dintel de acero.

Constará de 9 pórticos en total, 7 de tipo interiores y 2 de fachada (frontal y dorsal)

2. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA O NAVE

Las dimensiones de la nave y sus características principales que serán necesarias para el cálculo son las siguientes:

- Luz de nave: 25m
- Longitud de nave: 40
- Separación entre pilares: 5,00
- Altura de pilares: 7,00m
- Pendiente de los faldones:20%
- Cubierta a dos aguas
- Pórtico Rígido
- Altura topográfica: 115 msnm
- Tensión admisible del terreno: Arcilla dura (0.245Mpa)

En cuanto a las características arquitectónicas que se han seleccionado como punto de partida serán las siguientes:

- Las dimensiones concretas de la nave en planta serán de 25x40 metros
- La cubierta será metálica, tipo sándwich, formado por dos chapas precaladas con un núcleo de poliuretano interior de 300mm.La tipología seleccionada será una cubierta formada por dinteles laminados a dos aguas.
- El cerramiento lateral está formado por placas de hormigón armado prefabricado el cual se encajara entre los pilares metálicos.
- La cimentación estará basada en zapatas rectangulares unidas por vigas de atado.

Pórticos Interiores:

Los soportes exteriores se resuelven mediante perfiles HEB. La disposición del perfil será con el eje de inercia mayor (Eje z-z- del perfil) perpendicular al eje del pórtico de la nave industrial para resistir las acciones del viento de una manera óptima.

Los dinteles se han resuelto con perfiles laminados IPE acartelados en la unión pilar-dintel.

Pórticos Hastiales:

Se disponen pilares en ambas fachadas para absorber las acciones perpendiculares al plano de dicho pórtico.

Se han resuelto con perfiles HEB empotrados a la cimentación y articulados en la unión superior con el dintel para evitar transmitir esfuerzos torsores que hagan que disminuya su capacidad resistente.

Correas

Para las correas de cubierta se opta por perfiles ZF con una separación de 1,7 m. Número de vanos por correa 3, un total de 4 tramos.

No se disponen de correas laterales debido a que se dispone de un cerramiento de paneles de hormigón prefabricado entre perfiles.

Sistema de arriostramiento

Se va a disponer de arriostramientos de cubierta y laterales formando un entramado con cruces de san Andrés que aporten rigidez en el plano longitudinal de nuestra nave.

Forjado Interior:

Dentro de la nave industrial se va a ejecutar un forjado interior que tiene como objeto ser una zona administrativa.

Dicho pórtico se va a ejecutar entre los pórticos 1 y 3 de la nave con unas dimensiones de 10 metros de largo y 12.5 de ancho.

Este entreplanta no actúa como montante del sistema de arriostramientos lateral de la nave Industrial pero sí que recibe parte de la carga horizontal del viento en dirección perpendicular al pórtico.

Se incluye en el cálculo una escalera de acceso de la planta baja a la zona de oficinas.

Placas de anclaje

Se disponen para la correcta transmisión de esfuerzos que aparecen en la base de los pilares, aumentando la superficie de apoyo y disminuyendo las presiones que se transmiten al hormigón de la cimentación.

Cimentaciones

Se encargan de transmitir los esfuerzos al terreno sobre el que asienta la nave. Se dimensionaran las zapatas con su armado para transmitir los esfuerzos del pilar al terreno.

Resistencia a fuego

Unas de las desventajas de la estructura metálica frente a la de hormigón armando es su comportamiento ante el fuego. La estructura metálica requiere de grandes protecciones que, en todo caso, no evitara el fallo catastrófico ante un incidente de este tipo.

Debemos definir una resistencia mínima y algún tipo de protección externa a cada elemento de la estructura la cual nos garantice un tiempo de evacuación

Para ello disponemos en el código técnico en su documento básico seguridad frente a incendios, la resistencia al fuego de la estructura que debemos exigirá nuestra obra.

Por un lado, los materiales ven afectadas sus propiedades, modificándose de forma importante su capacidad mecánica. Por otro, aparecen acciones indirectas como consecuencia de las deformaciones de los elementos, que generalmente dan lugar a tensiones que se suman a las debidas a otras acciones.

El programa nos da a elegir diferentes valores de la resistencia requerida en los elementos formados por perfiles de acero según el CTE-DB SI.

También dispone de diferentes revestimientos de protección y sus características de densidad, conductividad y calor específico.

Tabla 3.1 ***Resistencia al fuego*** **suficiente de los elementos estructurales**

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

Tabla 1 Resistencia a fuego de elementos

Sistemas de protección y Revestimientos

Al disponer de paneles prefabricados entre las alas de los pilares mejora el comportamiento frente al fuego de la estructura.

Para realizar un diseño contra incendios efectivo se debe conocer el uso específico de la nave.

Introducimos al programa un sistema de protección básico.

Mortero de vermiculita-perlita con cemento:

La perlita es una roca volcánica, vítrea, que contiene agua en el interior de su molécula, que debidamente batida y después de un proceso de expansión (aumenta 20 veces su medida) a una temperatura de 1.200 ºC sigue conservando todas las propiedades iniciales del mineral; no es tóxica, es incombustible y es muy ligera. Con este proceso conseguimos que tenga un gran volumen, poco peso y baja conductividad térmica y acústica.

El mortero de perlita utilizado en la protección pasiva contra el fuego está compuesto por áridos ligeros de perlita y vermiculita, ligantes hidráulicos, controladores de endurecimiento y material rodante de proyección.

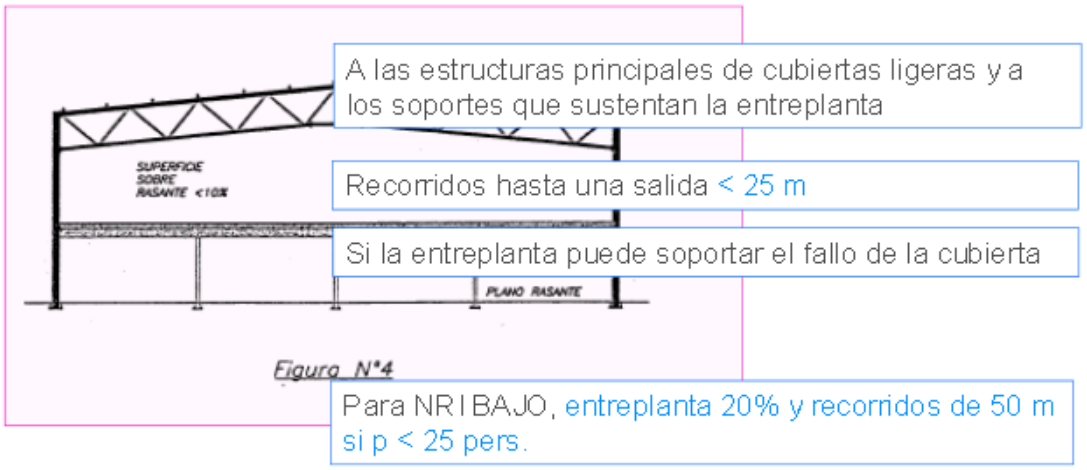
Se aplica mediante una máquina mezcladora automática de proyección por vía húmeda con bomba helicoidal.

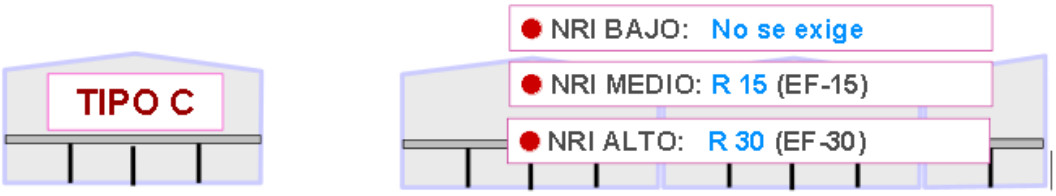
Una vez proyectado, tiene un aspecto de color blanco marfil y tacto rugoso, y puede ser pintado posteriormente del color que se elija con pintura plástica o acrílica. Incluso hay la posibilidad que se pueda alisar con yeso y una lana.

Aplicación del revestimiento proyectado en cubierta:

Ilustración 1 Revestimiento contra incendios

Tabla 2.3, para edificios Tipo B y C, siempre que el 90 por 100 de superficie esté en PLANTA BAJA





Una nave industrial es un edificio cerrado destinado a albergar la manufactura de productos, la venta de los mismos, talleres de reparación o montaje, o el almacenamiento de todo tipo de materiales. Como consecuencia el riesgo de incendios es elevado, y no tanto por el propio daño que puede sufrir la propia industria, como por el daño a las personas o a otras naves industriales cercanas.

Las normas de protección contra incendios en España y en Europa, se orientan principalmente en dos direcciones como hemos dicho:

- CTE.SI.- “Código Técnico de la Edificación. Seguridad en Caso de Incendio”, tiene por misión proteger a las personas usuarias del edificio.
- RSCIEI.- “Reglamento de Seguridad Contra Incendios en los Establecimientos Industriales”, que tiene por misión evitar la propagación del fuego a otros establecimientos vecinos.

Como podemos ver, ninguna norma tiene por misión proteger al propio establecimiento que sufre el incendio, sino simplemente se trata de proteger a terceros, bien personas, bien otras naves industrias aledañas.

Se deberá de disponer también pintura que proteja el acero de la corrosión.

3. PROGRAMA DE CALCULO EMPLEADO

Para el cálculo y dimensionamiento de la estructura de la nave industrial se ha empleado:

• El Cypemetal 3d (versión nueva) 2012, con este programa se consigue realizar todo el dimensionamiento de cada uno de los perfiles que van a componer la nave industrial según todas las condiciones impuestas de coeficientes de pandeo, pandeo lateral, flecha límite.

• Generador de pórticos: Se utiliza para describir el pórtico tipo de la nave industrial con las cargas de viento, nieve, sobrecargas de uso de cubierta, peso del cerramiento de fachada y cubierta. Además el programa calcula el dimensionamiento de las correas de cubierta y laterales con las condiciones de numero de vanos, tipo de fijación y tipo de perfil.

Una vez realizado todo lo anterior el programa te traslada la nave industrial con las cargas actuantes al cypemetal 3d para proceder al dimensionamiento del resto de elementos que componen el esqueleto de la estructura

4. NORMATIVA DE APLICACIÓN

A continuación se enumeran las normas y leyes que han sido aplicadas en diferentes momentos a lo largo del desarrollo del proyecto, así como una pequeña descripción de las mismas.

- Código Técnico de la Edificación (CTE). El código técnico de la edificación establece las exigencias que deben cumplir los edificios en relación con los requisitos básicos de seguridad y habitabilidad, se debe garantizar la

seguridad de las personas, el bienestar de la sociedad y la protección del medio ambiente.

Se trata de un documento que agrupa las ya derogadas Normas Básicas de la Edificación (NBE), las Normas Tecnológicas de la Edificación (NTE) y las Soluciones Homologadas de la Edificación (SHE).

Dicho Código fue aprobado por la Ley de Ordenación de la Edificación (LOE) 38/1999 del 5 de noviembre, el 6 de mayo de 2000, fecha esta última en la que entró en vigor.

En la realización de este proyecto se han aplicado de manera más intensa los siguientes documentos de dicha norma:

DB-SE. Documento Básico. Seguridad Estructural.

DB-SE-AE. Documento Básico. Seguridad Estructural. Acciones en la Edificación.

DB-SE-A. Documento Básico. Seguridad Estructural. Aceros.

DB-SUA. Seguridad de utilización y accesibilidad

DB-SI. Seguridad en caso de Incendio

- **EHE. Instrucción de hormigón estructural**. Real Decreto 2661/1998 del 11 de diciembre, modificado por el Real Decreto 996/1999 del 11 de junio.

Norma aplicable a las estructuras y elementos de hormigón estructural, incluido el hormigón en masa, armado y pretensado, así como hormigones especiales.

5. DESCRIPCION DE LOS CERRAMIENTOS

5.1 Cerramientos de cubierta

Ficha Técnica:

Se ha utilizado un panel metálico auto portante con aislamiento en poliuretano y utilizado en cubiertas inclinadas con una pendiente mínima de 7%. Sistema Europeo de solape.

Sin tapajuntas. Chapa interior y exterior de acero, aislamiento en poliuretano. Panel con 3, 4 o 5 grecas.

Los paneles de esta gama se fabrican en ancho de 1.000mm. y espesores de 30, 40, 50, 60, 80, 100 y 120 mm.

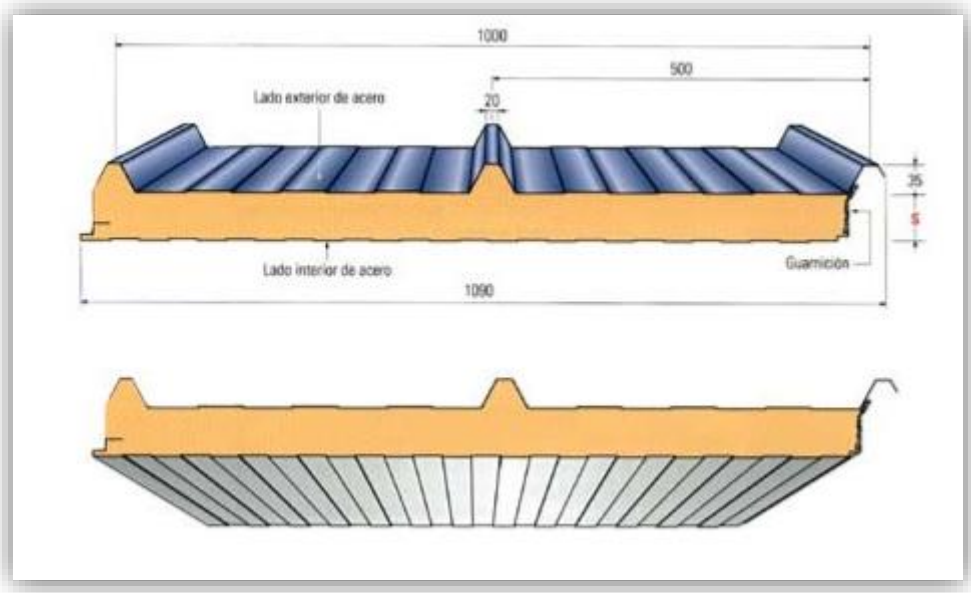


Ilustración 2 Panel de cubierta

Tabla de luces admisibles:

S	k		Peso panel kg/m2		P P P								P							
mm	Kcal m2 h ºC	Watt m2 ºC	0,45 + 0,40	p= (daN/m2)	60	80	100	120	150	200	250	300	60	80	100	120	150	200	250	300
30	0.51	0.59	8.71	L:	3.65	3.15	2.80	2.55	2.25	1.95	1.75	1.55	3.25	2.80	2.50	2.25	2.00	1.75	1.55	1.40
40	0.40	0.46	9.09	L:	3.85	3.40	3.00	2.75	2.45	2.10	1.90	1.75	3.50	3.05	2.70	2.45	2.20	1.90	1.65	1.50
50	0.33	0.38	9.47	L:	4.10	3.55	3.15	2.90	2.60	2.25	2.00	1.85	3.70	3.20	2.85	2.60	2.35	2.00	1.75	1.60
60	0.28	0.33	9.85	L:	4.35	3.75	3.40	3.10	2.75	2.40	2.10	2.00	3.85	3.35	3.00	2.75	2.45	2.10	1.85	1.70
80	0.22	0.25	10.61	L:	4.80	4.10	3.70	3.40	3.10	2.75	2.40	2.15	4.25	3.70	3.30	3.00	2.70	2.35	2.10	1.90

Tabla 2 Luces admisibles cerramiento cubierta

Hemos escogido un espesor de panel sándwich de 30 mm con chapa exterior en acero de esp.0,5 mm e interior en acero esp.0.5mm. Nuestra sobrecarga es de 100 daN/m2 , (ya que se trata de una categoría G1 con inclinación de cubierta inferior a 20º), por tanto la luz máxima a disponer de separación entre correas es de 2,80m, con peso de panel de 8,71kg/m2.

Algunas de las ventajas de la utilización de esta solución son:

- Ahorro en el consumo energético, gran funcionalidad y estética.
- Aprovechamiento bajo cubierta inclinada.
- No supone una carga excesiva en la estructura.
- Sencillez en la instalación, seguridad y ligereza.

Cargas aplicadas:

Cubierta de panel sándwich de 30mm	Chapa grecada de 0,5mm de espesor	0,058 KN/m2
	Núcleo de Poliuretano (densidad 40 kg/m3)	0,016 KN/m2
	Chapa grecada de 0,5mm de espesor	0,058 KN/m2
Remates, solapes y tornillería		0,030 KN/m2
Instalación futura de placas solares (0,12-0,17 KN/m2)		0,140 KN/m2
PESO TOTAL DE LA ESTRUCTURA EN CUBIERTA		**0,3 KN/m2**

Tabla 3 Cargas cerramiento cubierta

Para una estructura de pórticos es un valor de peso propio algo elevado, aunque perfectamente justificable por la futura instalación de las placas fotovoltaicas.

5.2 Cerramiento Lateral.

Se dispondrán de losas alveolares pretensadas como cerramiento lateral constituyendo una solución ideal como elemento de cierre en fachadas de naves industriales.

Pueden colocarse vertical u horizontal en función de las exigencias del proyecto.

La capacidad a flexión de las losas les permite resistir los esfuerzos originados por el viento con espesores pequeños, aun cuando se vaya a luces importantes.

Una característica fundamental a la hora de afrontar un cierre con estos elementos es el elevado rendimiento que se consigue en el montaje, lo que implica acortar plazos de ejecución y reducir costes.

Resistencia al fuego: Gracias a los recumbrimientos que se garantizan en el proceso de fabricación, las losas alveolares para cerramiento alcanzan una resistencia al fuego minima de RF-90

Aislamiento Acústico: De acuerdo con la norma Basica de la edificación sobre condiciones acústicas, el aislamiento a ruido aéreo de un cierre de losas alveolares seria:

Place de 15……45 dBA

Placa de 20…….50 Dba

Aislamiento Térmico: Las losas alveolares pretensadas RUBIERA PREDISA tiene un coeficiente de transmisión térmica: Km=2.34 Kcal/m2 h ºC

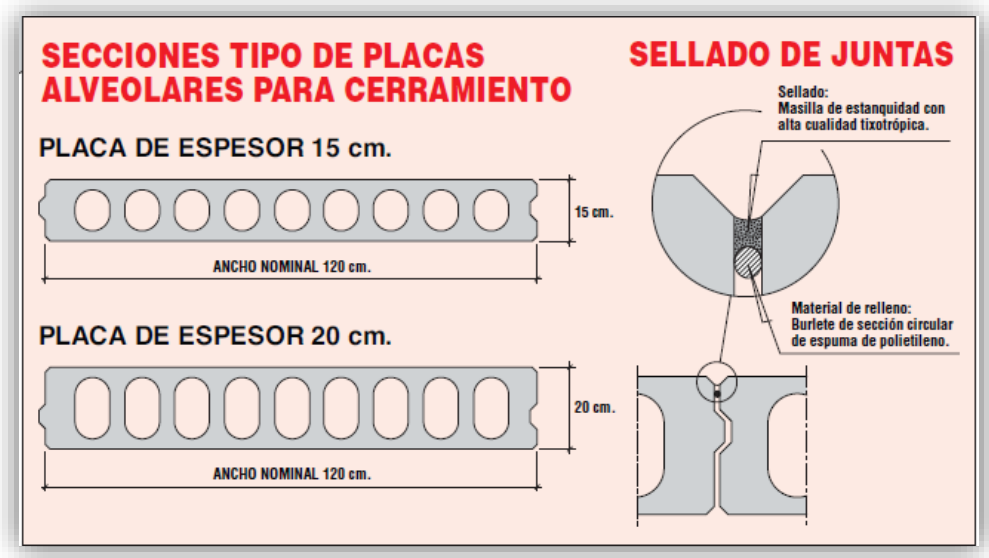


Ilustración 3 Detalle Cerramiento Lateral

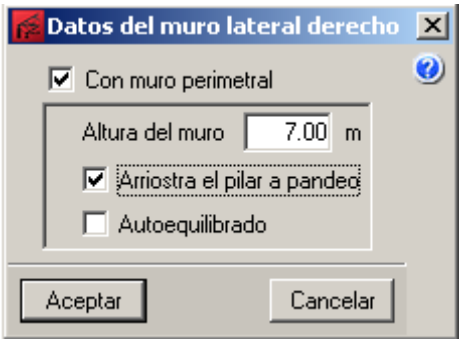
No se dispondrán de correas horizontales para soportar este cerramiento ya que apoyaran en el suelo sin transmitir esfuerzos a los pilares.

Si queremos que el programa considere la carga de viento debemos indicar que existe un cerramiento lateral pero no atribuir un peso a este.

El siguiente paso sería determinar en el programa la existencia de un muro perimetral de altura 7 metros como se muestra a continuación.

Muro perimetral

Activaremos la casilla con muro perimetral que arriostra el pilar a pandeo, dejaremos la otra casilla desactivada sino el programa entenderá que la pared es suficiente para combatir los empujes de viento y en consecuencia no transmite esfuerzos a los pilares.



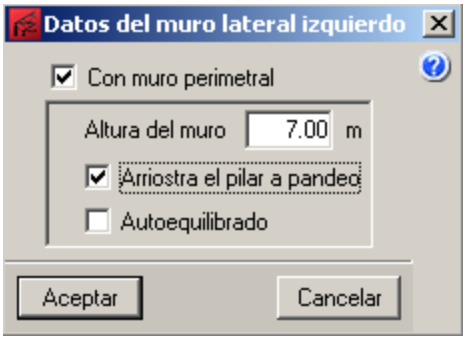


Ilustración 4 Características Muro lateral

Con esto suponemos una nave que dispone de cerramiento perimetral hasta arriba construido mediante placas de hormigón embebidas entre pilares. Las citadas placas limitan la capacidad de pandeo en el plano del cerramiento, pero sin embargo, descansan en ellos, transmitiendo los esfuerzos de viento que reciben.

6. DESCRIPCION DE LAS ACCIONES

Las expresiones para calcular la combinación de acciones son:

En el Estado Límite Último, utilizaremos la expresión correspondiente a la situación persistente o transitoria.

- Situación persistente o transitoria:

$$\sum_{j\geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_{Q,1} Q_{k1} + \sum_{i\geq 1} \gamma_{Qi} \Psi_{ai} Q_{ki}$$

En el Estado Límite de Servicio la combinación de acciones a utilizar es la poco probable y cuasipermanente.

- Situación poco probable:

$$\sum_{j\geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_{Q,1} Q_{k1} + \sum_{i\geq 1} \gamma_{Qi} \Psi_{ai} Q_{ki}$$

- Situación cuasipermanente:

$$\sum_{j\geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \sum \gamma_{Qi} \Psi_{2,i} Q_{ki}$$

6.1 Acción Sísmica

En el lugar donde se ubica la nave no cabe la posibilidad de que pueda actuar una acción sísmica, ya que para el valor de la acción sísmica hemos consultado la norma NCSE-02. En el artículo 1.2.3 de dicha norma se recogen los criterios de aplicación, en el cual se dice que se exime del cumplimiento si se trata de edificaciones de importancia normal o especial cuando la aceleración sísmica básica ab sea inferior a 0,04g siendo g la aceleración de la gravedad.

En la figura 2.1 del Mapa de Peligrosidad Sísmica podemos ver que la zona de Xátiva (provincia de Valencia) la aceleración ab es menos que 0,04g, por tanto despreciamos la acción del sismo.

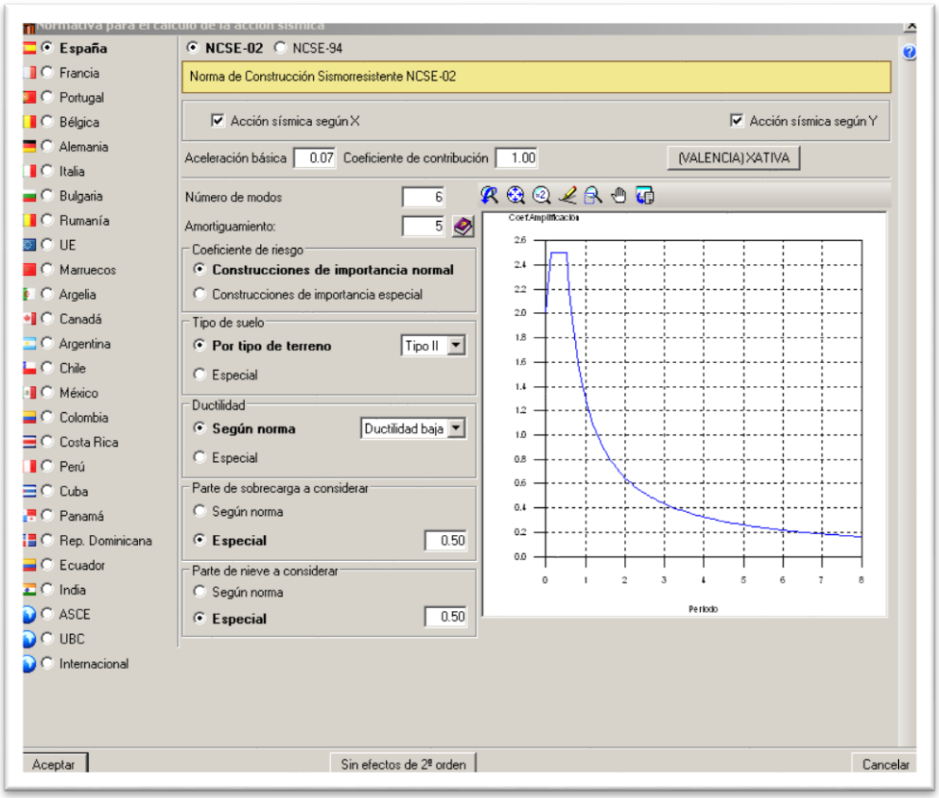


Ilustración 5 Acción Sísmica Xàtiva

Para cada zona independiente de una planta pueden considerarse 3 modos de vibración.

Mirar en el listado el coeficiente de participación y si el `porcentaje de masa movilizada en ambas direcciones es mayor de 95% dejar el número de modos seleccionado como adecuado en caso contrario se debe aumentar el número de modos.

Coeficiente de amortiguamiento

Tipo de estructura soporte	Tipo de planta	Amortiguamiento
Acero laminado	Diáfana	4%
Acero laminado	Compartimentada	5%
Hormigón armado	Diáfana	4%
Hormigón armado	Compartimentada	5%
Muros y tipos similares		6%

Ilustración 6 Coef. de Amortiguamiento

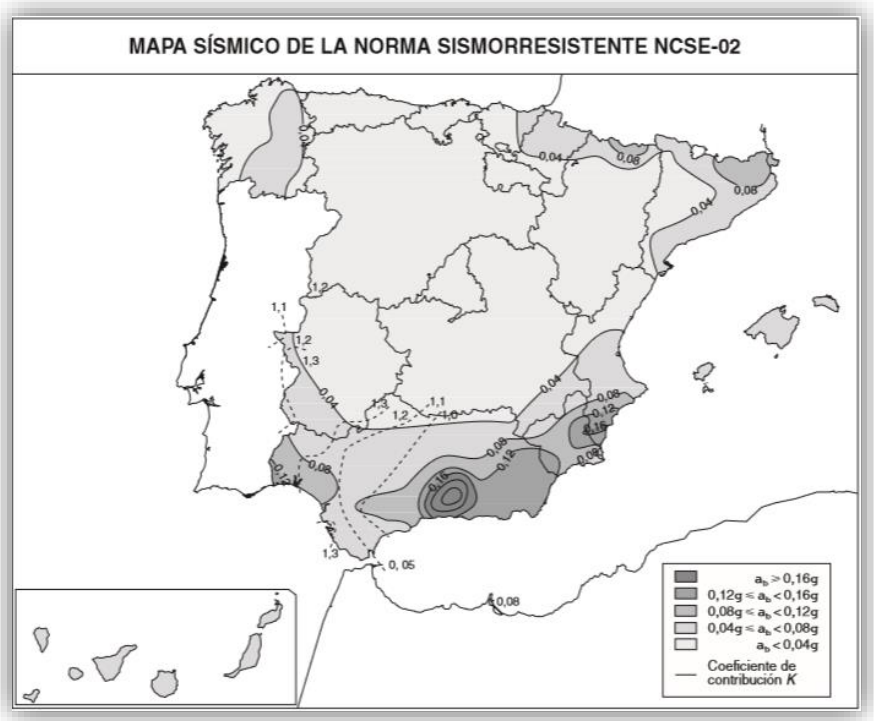


Ilustración 7 Mapa de Peligrosidad Sismica

6.2 Acción de Nieve

La acción debida a la nieve se obtiene en el Anejo-E del CTE-BD-SE-AE. La zona climática donde se ubica la nave es la zona 5, y la altura topográfica de Xàtiva es de 115 msnm.

Ilustración 8 Zonas Climáticas de invierno

La siguiente tabla muestra los valores asociados a la sobrecarga debida a la nieve dependiendo de la altitud donde se ubique y la zona climática invernal (las zonas se distinguen en el mapa anterior).

Tabla E.2 Sobrecarga de nieve en un terreno horizontal (kN/m^2)

Altitud (m)	**Zona de clima invernal**, (según figura E.2)						
	1	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**
0	0,3	0,4	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
200	0,5	0,5	0,2	0,2	0,3	0,2	0,2
400	0,6	0,6	0,2	0,3	0,4	0,2	0,2
500	0,7	0,7	0,3	0,4	0,4	0,3	0,2
600	0,9	0,9	0,3	0,5	0,5	0,4	0,2
700	1,0	1,0	0,4	0,6	0,6	0,5	0,2
800	1,2	1,1	0,5	0,8	0,7	0,7	0,2
900	1,4	1,3	0,6	1,0	0,8	0,9	0,2
1.000	1,7	1,5	0,7	1,2	0,9	1,2	0,2
1.200	2,3	2,0	1,1	1,9	1,3	2,0	0,2
1.400	3,2	2,6	1,7	3,0	1,8	3,3	0,2
1.600	4,3	3,5	2,6	4,6	2,5	5,5	0,2
1.800	-	4,6	4,0	-	-	9,3	0,2
2.200	-	8,0	-	-	-	-	-

Tabla 4 Sobrecargas de Nieve

Pero esta tabla solo se puede utilizar si el terreno sobre el que incide la nieve es horizontal. En nuestro caso, la cubierta es a dos aguas por tanto hemos utilizado como valor de carga de nieve por unidad de superficie en proyección horizontal la siguiente expresión:

$$qn = \mu \cdot s\ k$$

Siendo:

μ el coeficiente de forma de la cubierta según artículo 3.5.3 del CTE-DB-SEAE.
SK el valor característico de la carga de nieve sobre un terreno horizontal según el artículo 3.5.2 del CTE-DB-SE-AE, pero en nuestro caso al no encontrarse nuestra localidad en la tabla, este valor lo obtenemos del anejo E, en la tabla que se ha explicado anteriormente, entrando con la altitud y la zona climática.

Por tanto obtenemos que el valor de sk es de 0,3 Kn/m2, y como en nuestro caso la cubierta tiene una pendiente de 11,31º que es menor que 30º el coeficiente de forma adopta el valor de 1.

Por tanto dimensionaremos la estructura teniendo en cuenta una carga de nieve de 0,3 Kn/m2.

La carga de nieve a aplicar va a depender muy directamente de la altura topográfica del emplazamiento, así como de la zona de clima invernal en la que este. Nuestra nave está en la zona 5 a una altura de 115m.

Por otra parte se sitúa en una zona con una exposición al viento normal, ni protegida ni fuertemente expuesta.

Desactivamos la casilla cubierta con resaltos, indicando con ello que la nieve puede resbalar libremente hasta caer, no puede almacenarse en el alero por impedimentos constructivos.

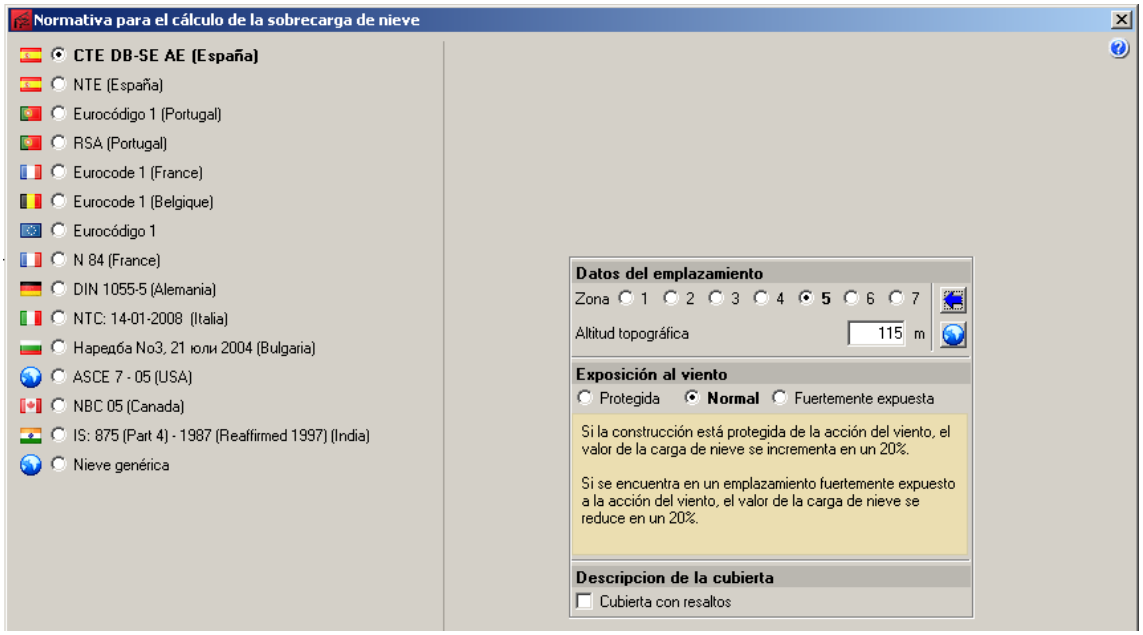


Ilustración 9 Datos Calculo Sobrecarga de Nieve

6.3 Sobrecarga de Uso

Para determinar la acción de la sobrecarga sobre la cubierta de la nave industrial se utilizarán los valores definidos por la tabla 3.1 del DB SE-AE del CTE:

Categoría de uso		Subcategorías de uso		Carga uniforme [kN/m^2]	Carga concentrada [kN]
A	Zonas residenciales	A1	Viviendas y zonas de habitaciones en, hospitales y hoteles	2	2
		A2	Trasteros	3	2
B	Zonas administrativas			2	2
C	Zonas de acceso al público (con la excepción de las superficies pertenecientes a las categorías A, B, y D)	C1	Zonas con mesas y sillas	3	4
		C2	Zonas con asientos fijos	4	4
		C3	Zonas sin obstáculos que impidan el libre movimiento de las personas como vestíbulos de edificios públicos, administrativos, hoteles; salas de exposición en museos; etc.	5	4
		C4	Zonas destinadas a gimnasio u actividades físicas	5	7
		C5	Zonas de aglomeración (salas de conciertos, estadios, etc)	5	4
D	Zonas comerciales	D1	Locales comerciales	5	4
		D2	Supermercados, hipermercados o grandes superficies	5	7
E	Zonas de tráfico y de aparcamiento para vehículos ligeros (peso total < 30 kN)			2	20 [1]
F	Cubiertas transitables accesibles sólo privadamente [2]			1	2
G	Cubiertas accesibles únicamente para conservación [3]	G1	Cubiertas con inclinación inferior a 20º	1[4]	2
		G2	Cubiertas con inclinación superior a 40º	0	2

Tabla 5 Sobrecarga de Uso según CTE-DB-AE

Se destina una zona de nuestra nave a oficinas, para ello hemos dimensionado para una carga uniforme de 2 KN/m2 y concentrada de 2Kn, ya que se trata de una zona administrativa (Categoría de Uso B)

En la cubierta la sobrecarga de uso que hemos tenido en cuenta que se trata de una categoría de uso G1 cubierta ligera sobre correas con una carga resultante como sobrecarga de uso en cubierta de valor 0,4kN/m2.

6.4 Acción del Viento

De acuerdo con el Código Técnico de la Edificación DB-SE AE, seleccionamos según el mapa de la zona, en nuestro caso corresponde a la zona A.

En cuanto al grado de aspereza seleccionamos Grado IV (Zona urbana, Industrial o forestal)

El CTE dice que debemos considerar las sobrepresiones o depresiones interiores que producen los huecos en fachadas, tales como puertas de acceso a vehículos pesados, o de varios pequeños huecos que supongan una abertura total considerable.

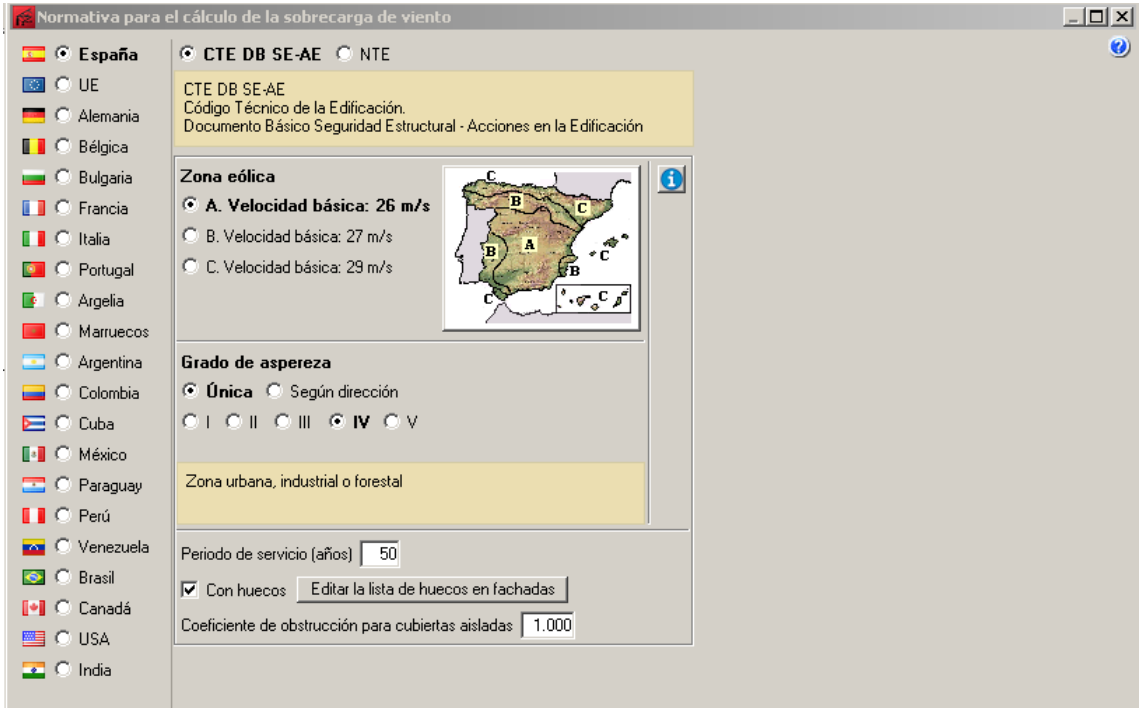
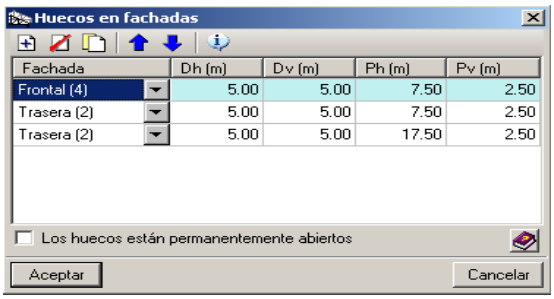


Ilustración 10 Datos Calculo Acción del Viento

Consideración de los huecos:

Ilustración 11 Disposición de huecos en la estructura



Huecos en fachadas

Fachada	Dh (m)	Dv (m)	Ph (m)	Pv (m)
Frontal (4)	5.00	5.00	7.50	2.50
Trasera (2)	5.00	5.00	7.50	2.50
Trasera (2)	5.00	5.00	17.50	2.50

Los huecos están permanentemente abiertos

Aceptar Cancelar

Ilustración 12 Huecos introducidos

También debe especificar si estos huecos permanecerán abiertos permanentemente o no; ya que el programa, en el caso de que sean huecos que se puedan cerrar, generará dos nuevas hipótesis para cada acción de viento: una combinando la presión exterior con la máxima presión interna, en el caso que los huecos de sotavento se cierren; y la otra con la máxima succión en el caso que sean los huecos a barlovento los que permanezcan cerrados.

Dispondremos de una puerta en la fachada delantera de dimensiones 5x5 y otras dos traseras de las mismas dimensiones, introducimos en este cuadro sus dimensiones y la distancia de su centro de gravedad respecto al origen de coordenadas. También se dispondrán de algunos huecos de ventanas en la fachada donde se situaran las oficinas pero no las consideraremos en el cálculo dada su pequeña dimensión.

La acción del viento la obtendremos en el artículo 3.3.3 del CTE-DB-SE-AE, en el que se establece que puede expresarse como:

qe = qb · ce · cp

siendo:

qb la presión dinámica del viento

ce el coeficiente de exposición

cp el coeficiente eólico o de presión

El coeficiente de **presión dinámica** lo obtenemos del anejo D del CTE-DB-SE-AE.

Ilustración 13 Valor básico de la velocidad del viento

En este mapa podemos obtener el valor básico de la velocidad del viento. Como Xàtiva se encuentra en la zona A la velocidad básica del viento corresponde a 26 m/s y que se asocia a un coeficiente de presión dinámica del viento qb de 0,42kn/m2.

qb = 0,5 · δ · vb^2

Vb=25 m/s

El coeficiente de exposición ce se obtiene también del anejo D del CTE-DB-SE-AE. El coeficiente de exposición para alturas no mayores de 200m puede determinarse con las expresiones:

Ce = F · (F + 7 k)

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

Los parámetros K, L, Z se hayan en la siguiente tabla según el tipo de entorno:

La zona donde se ubica la obra Xàtiva tiene una altura de 115 msnm valido para utilizar estos parámetros.

Tabla D.2 Coeficientes para tipo de entorno

	Grado de aspereza del entorno	Parámetro		
		k	L (m)	Z (m)
I	Borde del mar o de un lago, con una superficie de agua en la dirección del viento de al menos 5 km de longitud	0,156	0,003	1,0
II	Terreno rural llano sin obstáculos ni arbolado de importancia	0,17	0,01	1,0
III	Zona rural accidentada o llana con algunos obstáculos aislados, como árboles o construcciones pequeñas	0,19	0,05	2,0
IV	Zona urbana en general, industrial o forestal	0,22	0,3	5,0
V	Centro de negocios de grandes ciudades, con profusión de edificios en altura	0,24	1,0	10,0

Tabla 6 Coeficientes calculo del viento

En nuestro caso nuestro grado de aspereza es lV , ya que nos encontramos en una zona industrial.

Por tanto los valores que obtenemos son:

K= 0,22; L=0,3; Z=5,0.

Para entrar en la formula, F = k ln (max (z,Z) / L), el parámetro z es la altura de cumbrera que para nuestra nave es de 9.5 metros. Por tanto, operando obtenemos que F= 0,7601.

Por último entrando en la fórmula del coeficiente de exposición obtenemos finalmente el valor

$Ce = F \cdot (F + 7\,k) = 0{,}76 \cdot (0{,}76 + 7 \cdot 0{,}22) = 1{,}748$

En cuanto al coeficiente eólico o de presión hemos calculado dos coeficientes, es decir, el coeficiente de presión interior recogido en el artículo

3.3.5 y el coeficiente de presión exterior que se obtiene a partir de las especificaciones del anejo D.

Para la determinación del coeficiente de presión interior hemos utilizado la tabla siguiente:

Tabla 3.6 Coeficientes de presión interior

Esbeltez en el plano paralelo al viento	Área de huecos en zonas de succión respecto al área total de huecos del edificio										
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
≤1	0,7	0,7	0,6	0,4	0,3	0,1	0,0	-0,1	-0,3	-0,4	-0,5
≥4	0,5	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1	0,0	-0,1	-0,2	-0,3	-0,3

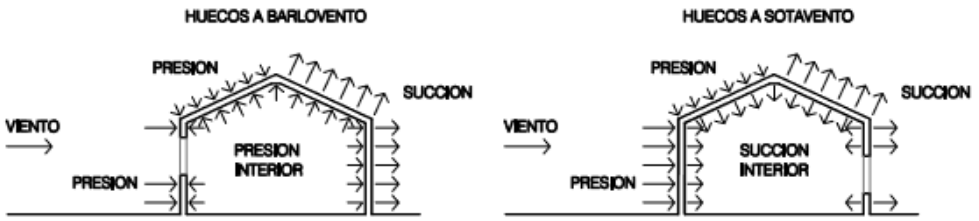


Tabla 7 Presiones ejercidas por el viento en una construcción diafana

La máxima presión interior se da cuando tenemos abiertos todos los huecos en la cara que azota el viento, es decir en barlovento, y cerrados todos los huecos que se encuentren a sotavento. Cuando venga el viento por cualquiera de los dos laterales tendrá que recorrer 25 m de anchura de la nave, y superar una altura de 9.5 m. Por lo que su esbeltez es de 9.5/25<<1. También si el viento azota por el hastial deberá recorrer 40m de longitud por nueve y medio metros de altura de la nave, por lo que la esbeltez 9.5/40<<1. Por tanto venga por donde venga el viento entraremos en la tabla en la esbeltez en el plano paralelo al viento <1.

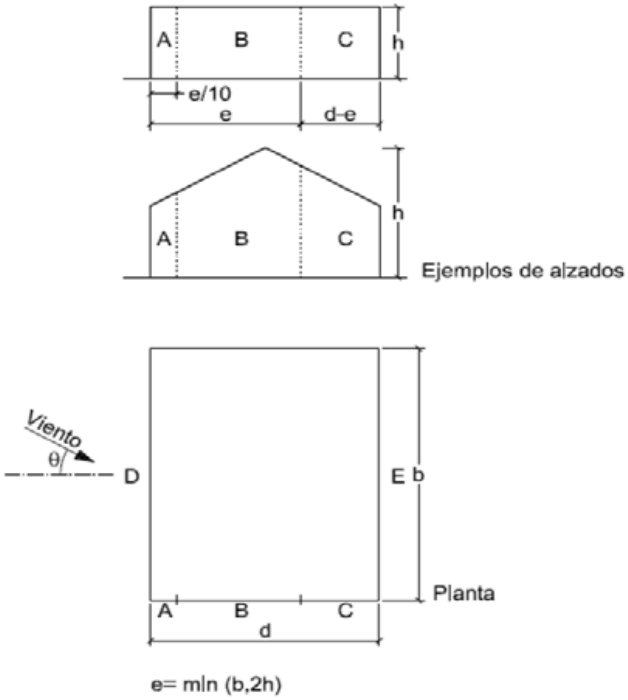
Por otra parte, como los huecos a sotavento están cerrados su área es 0, por tanto el área de huecos en la zona de succión respecto al total de huecos del edificio será 0. Por tanto obtenemos un coeficiente de presión interior de Cpi= 0,7.

La máxima succión interior se produce cuando tenemos abiertos todos los huecos a sotavento y el resto de los huecos cerrados, por tanto la relación del área de huecos a succión respecto el área total de huecos será de 1. El coeficiente de succión interior será según la tabla de -0,5.

Estos dos coeficientes se asocian a la presión que ejercería el viento cuando azota sobre los hastiales, ya que en los laterales no existen huecos.

Siguiendo con la determinación del coeficiente eólico o de presión, el cálculo del coeficiente de presión exterior lo hemos realizado siguiendo lo especificado en el anejo D del CTE-DB-SE-AE. Por tanto hemos calculado el coeficiente de presión exterior para paramentos verticales viniendo el viento en dos direcciones, es decir a 0º y a 90º , siendo 0º la dirección perpendicular al paramento vertical lateral y 90º cuando el viento viene por uno de los hastiales. A continuación se muestra la tabla del anejo D3:

Tabla D.3 Paramentos verticales



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

Viento a 0º:

En este caso, cuando el viento viene en la dirección 0º, la zona D se encuentra en el lateral izquierdo, la zona E en el lateral derecho y las caras A, B y C en los hastiales. Se realizan los siguientes cálculos:

e= min(b,2h)=min(40, 2x9.5)=19m

Zona A= e/10=19/10=1.9m

Zona B= e-e/10=19-19/10= 17.1m

Zona C= d-e= 6

Por tanto hemos entrado en la tabla en superficies mayores de 10 m2 y la relación h/d=9.5/25=0,38 por tanto A=-1,2; B=-0,8; C=-0,5; D=0,7; E=-0,3. Por tanto hemos realizado una media ponderada de los coeficientes con el fin de determinar los coeficientes de presión y succión.

Ahora obtendremos un coeficiente por cada cara promediando el coeficiente calculado para las zonas A, B Y C por sus anchos de influencia.

ABC= [A*e/10+B*9e/10+C*(d-e)]/d

7. GENERADOR DE PORTICOS Y CORREAS

Introducimos la tipología de pórtico y su geometría junto a las acciones actuantes y más datos generales que se resumen a continuación.

Resumen datos generales de la obra:

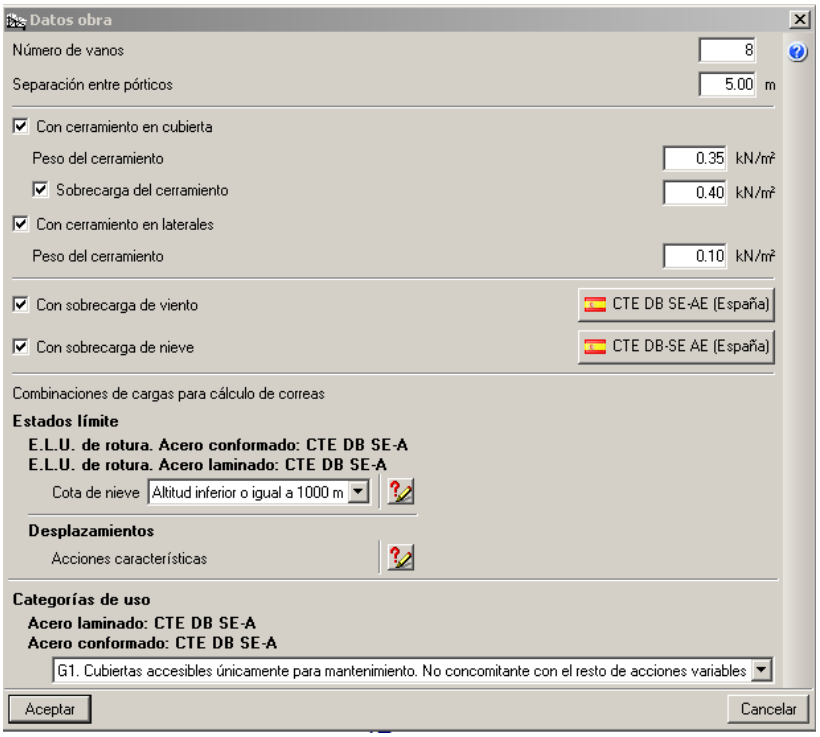


Ilustración 14 Resumen datos generales de la obra

7.1 Dimensionamiento de las correas de cubierta

Para definir la correa necesaria hay que determinar una serie de datos previos adicionales.

Se debe limitar la flecha relativa que le vamos a permitir a la correa. Según el epígrafe 4.3.3.1 de CTE DB-SE limitaremos la flecha a L/300.

Si apoyamos nuestras correas sobre los dinteles de nuestro pórtico obtenemos un momento positivo máximo que infiere una flecha máxima. Si empotramos los extremos de estas correas dos a dos se reducirá este momento y su correspondiente flecha inferida y si quedan todos los tramos empotrados entre sí (siendo por lo menos tres) conseguimos la máxima reducción de la flecha, optimizando así la barra.

Elegiremos en el desplegable dos vanos ya que disponemos de 8 y nos comprometemos a empotrar sus extremos entre sí para que cada correa trabaje desde la fachada principal hasta la posterior como viga continua.

Para empotrar estas correas entre si podemos simplemente soldarlas unas con otras y al dintel sobre el que descansan. Mucho mejor es disponer de ejiones, que básicamente puedes describirse como piezas que conectan rígidamente dos correas.

El último dato se refiere al tipo de cubierta y más concretamente al efecto de esta sobre nuestra correa. Elegiremos la fijación rígida considerando que la cubierta es tan rígida que es capaz de impedir que las correas giren, solo las solicita en el plano perpendicular a la cubierta.

En la parte inferior del cuadro podemos calcular o dimensionar las correas en tres sentidos diferentes.

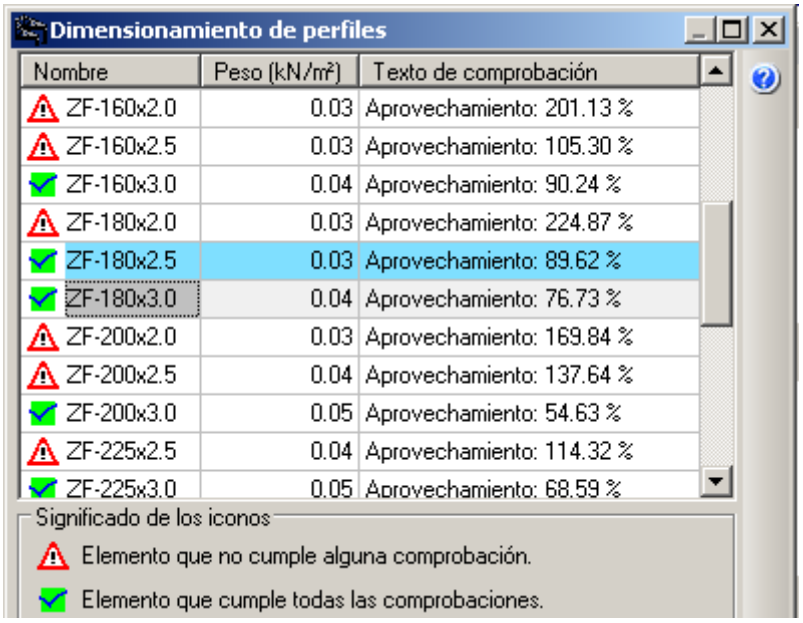
Seleccionamos el tipo de perfil en nuestro caso perfiles ZF, que son los más usados para las correas de cubierta por su reacción resistencia/peso.

Estos perfiles son conformados en frio y tomamos como dimensión inicial el ZF-100x2.0.

Para el cálculo de la separación entre correas calculamos tendremos un alero de longitud, según Pitágoras, de 12.75 m al cual le restaremos lo que ocupe el canalón (20cm) y otros 10 cm que vamos a separar la última correa de la cumbrera. Esto nos da una anchura útil de 12.45 m la cual dividiremos por un 1,80 (al ser cubierta tipo sándwich) aproximando a 7 como numero de correas con una separación de 1.78m.

Finalmente seleccionamos el tipo de acero S235, los perfiles conformados se suelen realizar en este tipo de acero.

Comprobaremos pulsando el botón dimensionar cuál de los perfiles en ZF es el primero que nos cumple todas las exigencias que le hemos solicitado, obteniendo los siguientes datos:



Dimensionamiento de perfiles

Nombre	Peso (kN/m²)	Texto de comprobación
ZF-160x2.0	0.03	Aprovechamiento: 201.13 %
ZF-160x2.5	0.03	Aprovechamiento: 105.30 %
ZF-160x3.0	0.04	Aprovechamiento: 90.24 %
ZF-180x2.0	0.03	Aprovechamiento: 224.87 %
ZF-180x2.5	0.03	Aprovechamiento: 89.62 %
ZF-180x3.0	0.04	Aprovechamiento: 76.73 %
ZF-200x2.0	0.03	Aprovechamiento: 169.84 %
ZF-200x2.5	0.04	Aprovechamiento: 137.64 %
ZF-200x3.0	0.05	Aprovechamiento: 54.63 %
ZF-225x2.5	0.04	Aprovechamiento: 114.32 %
ZF-225x3.0	0.05	Aprovechamiento: 68.59 %

Significado de los iconos

Elemento que no cumple alguna comprobación.

Elemento que cumple todas las comprobaciones.

Ilustración 15 Dimensionamiento Perfiles de cubierta

Además de darnos los perfiles que entran en el cálculo con su porcentaje de aprovechamiento el programa nos informa de cuanto peso infiere cada tipo de correa sobre nuestra cubierta con la separación dada.

Este hecho hará que nos decantemos por la correa más barata o de menor peso que cumpla todas las condiciones aunque sea de mayor canto que otra.

En nuestro caso elegiremos la ZF-180x2.5 que aunque es más pesada que la anterior tiene más grosor, con esto perdemos menos capacidad portante ante la misma oxidación, patología frecuente en las correas de cubierta debido a falta de mantenimiento y también a que el vapor de agua que resbala de la cubierta se queda estancada en la base de la correa.

Aceptamos definitivamente el perfil y se nos informa de los porcentajes de aprovechamiento tanto en tensión como en flecha.

Se sugiere la colocación de una pletina que cosa a todas la correas por sus puntos medios para repartir la torsión que pudiera sufrir una pieza concreta.

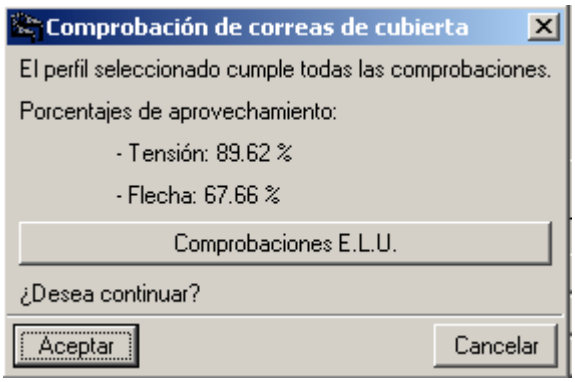


Ilustración 16 Comprobación correas de cubierta

Geometría de la correa de cubierta elegida:

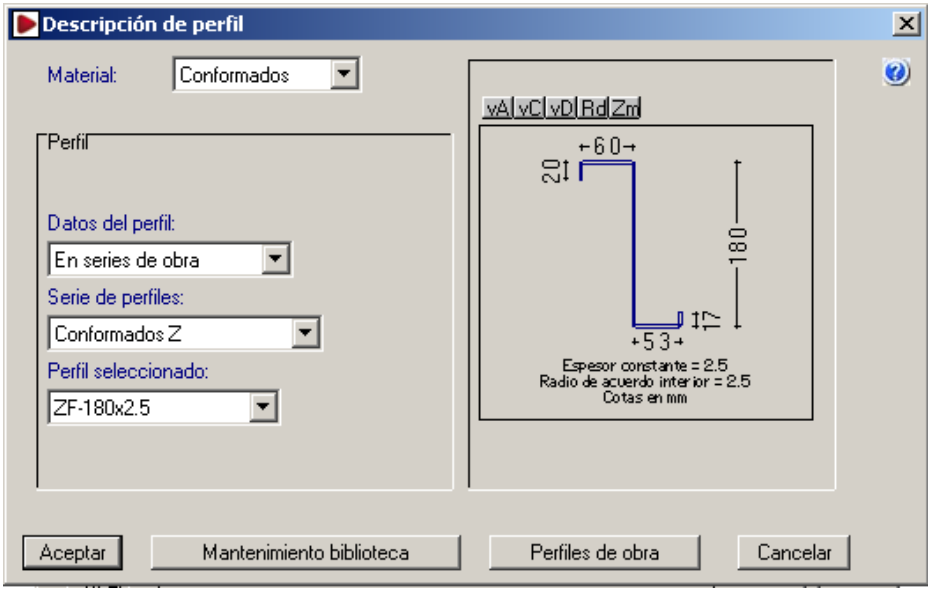


Ilustración 17 Geometría correo de cubierta

Nuestro pórtico con sus correas calculadas y replanteadas:

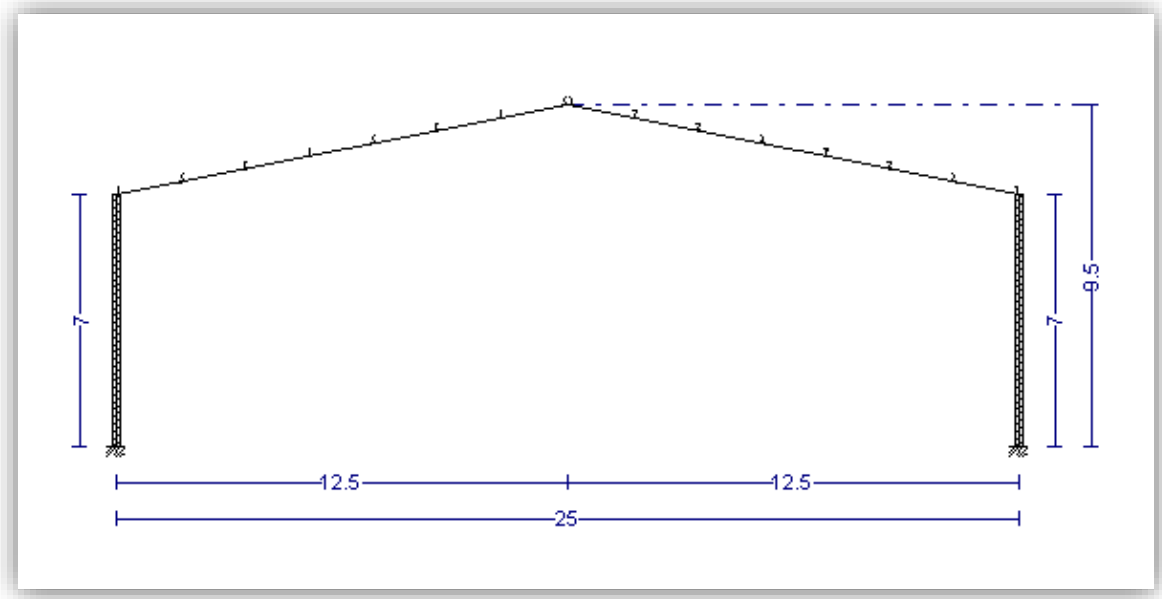


Ilustración 18 Pórtico con sus dimensiones y correas

Siempre debe ponerse el ala mayor de la correa en la parte alta, así es más fácil de atornillar la cubierta a la pieza y así tiene más asiento en la propia cubierta. Además, las correas ZF se colocan con el ala superior apuntando a la cumbre. No obstante, es frecuente montar la correa donde apoya el canalón al revés, con el ala apuntando hacia afuera. De esta manera tenemos más holgura para introducir el canalón y para después atornillarlo.

Una vez diseñado el pórtico, descrito los laterales y calculadas las correas es el momento de exportar la geometría de la obra y sus cargas al módulo Nuevo Metal 3D.

7.2 Listado de Comprobación y medición de correas

Datos de correas de cubierta	
Descripción de correas	Parámetros de cálculo
Tipo de perfil: ZF-180x2.5	Límite flecha: L / 300
Separación: 1.78 m	Número de vanos: Dos vanos
Tipo de Acero: S235	Tipo de fijación: Fijación rígida

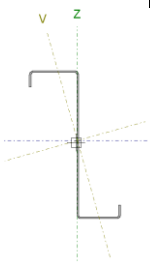
Tabla 8 Datos del cálculo correas de cubierta

Comprobación de resistencia

Comprobación de resistencia
El perfil seleccionado cumple todas las comprobaciones.
Aprovechamiento: 89.62 %

Barra pésima en cubierta

Perfil: ZF-180x2.5
Material: S235



Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas							
Inicial	Final		Área (cm²)	I_y(1) (cm4)	I_z(1) (cm4)	I_{yz}(4) (cm4)	I_t(2) (cm4)	y_g(3) (mm)	z_g(3) (mm)	α(5) (grados)
0.873, 5.000, 7.175	0.873, 0.000, 7.175	5.000	7.84	370.95	49.31	-98.04	0.16	1.43	2.67	15.7

Notas:
(1) *Inercia respecto al eje indicado*
(2) *Momento de inercia a torsión uniforme*
(3) *Coordenadas del centro de gravedad*
(4) *Producto de inercia*
(5) *Es el ángulo que forma el eje principal de inercia U respecto al eje Y, positivo en sentido antihorario.*

	Pandeo		Pandeo lateral	
	Plano XY	Plano XZ	Ala sup.	Ala inf.
β	0.00	1.00	0.00	0.00
L_K	0.000	5.000	0.000	0.000
C_m	1.000	1.000	1.000	1.000

Notación:
β: Coeficiente de pandeo
L_K: Longitud de pandeo (m)
C_m: Coeficiente de momentos

Barra	COMPROBACIONES (CTE DB SE-A)													Estado
	b / t	$\bar{\lambda}$	N_t	N_c	M_y	M_z	M_yM_z	V_y	V_z	$N_tM_yM_z$	$N_cM_yM_z$	$NM_yM_zV_yV_z$	$M_tNM_yM_zV_yV_z$	
pésima en cubierta	b / t ≤ (b / t)Máx.	N.P.(1)	N.P.(2)	N.P.(3)	x: 0 m η = 89.6	N.P.(4)	N.P.(5)	N.P.(6)	x: 0 m η = 14.1	N.P.(7)	N.P.(8)	N.P.(9)	N.P.(10)	**CUMPLE η = 89.6**

Notación:
b / t: Relación anchura / espesor
$\bar{\lambda}$: Limitación de esbeltez
N_t: Resistencia a tracción
N_c: Resistencia a compresión
M_y: Resistencia a flexión. Eje Y
M_z: Resistencia a flexión. Eje Z
M_yM_z: Resistencia a flexión biaxial
V_y: Resistencia a corte Y
V_z: Resistencia a corte Z
$N_tM_yM_z$: Resistencia a tracción y flexión
$N_cM_yM_z$: Resistencia a compresión y flexión
$NM_yM_zV_yV_z$: Resistencia a cortante, axil y flexión
$M_tNM_yM_zV_yV_z$: Resistencia a torsión combinada con axil, flexión y cortante
x: Distancia al origen de la barra
η: Coeficiente de aprovechamiento (%)
N.P.: No procede

Barra	COMPROBACIONES (CTE DB SE-A)													Estado
	b / t	$\bar{\lambda}$	N_t	N_c	M_y	M_z	M_yM_z	V_y	V_z	$N_tM_yM_z$	$N_cM_yM_z$	$NM_yM_zV_yV_z$	$M_tNM_yM_zV_yV_z$	

Comprobaciones que no proceden (N.P.):
(1) La comprobación no procede, ya que no hay axil de compresión ni de tracción.
(2) La comprobación no procede, ya que no hay axil de tracción.
(3) La comprobación no procede, ya que no hay axil de compresión.
(4) La comprobación no procede, ya que no hay momento flector.
(5) La comprobación no procede, ya que no hay flexión biaxial para ninguna combinación.
(6) La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.
(7) No hay interacción entre axil de tracción y momento flector para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.
(8) No hay interacción entre axil de compresión y momento flector para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.
(9) No hay interacción entre momento flector, axil y cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.
(10) La comprobación no procede, ya que no hay momento torsor.

Relación anchura / espesor (CTE DB SE-A, Tabla 5.5 y Eurocódigo 3 EN 1993-1-3: 2006, Artículo 5.2)

Se debe satisfacer:

$\mathbf{h/t} \leq 250$	**h / t :** ***68.0*** ✓
$\mathbf{b_1/t} \leq 90$	**b_1 / t :** ***20.0*** ✓
$\mathbf{c_1/t} \leq 30$	**c_1 / t :** ***6.0*** ✓
$\mathbf{b_2/t} \leq 60$	**b_2 / t :** ***17.2*** ✓
$\mathbf{c_2/t} \leq 30$	**c_2 / t :** ***4.8*** ✓

Los rigidizadores proporcionan suficiente rigidez, ya que se cumple:

c_1 / b_1 : *0.300*

c_2 / b_2 : *0.279*

Donde:

h: Altura del alma.	**h** : *170.00*	mm
b_1: Ancho del ala superior.	**b_1** : *50.00*	mm
c_1: Altura del rigidizador del ala superior.	**c_1** : *15.00*	mm
b_2: Ancho del ala inferior.	**b_2** : *43.00*	mm
c_2: Altura del rigidizador del ala inferior.	**c_2** : *12.00*	mm
t: Espesor.	**t** : *2.50*	mm

Nota: Las dimensiones no incluyen el acuerdo entre elementos.

Limitación de esbeltez (CTE DB SE-A, Artículos 6.3.1 y 6.3.2.1 - Tabla 6.3)

La comprobación no procede, ya que no hay axil de compresión ni de tracción.

Resistencia a tracción (CTE DB SE-A y Eurocódigo 3 EN 1993-1-3: 2006, Artículo 6.1.2)

La comprobación no procede, ya que no hay axil de tracción.

Resistencia a compresión (CTE DB SE-A y Eurocódigo 3 EN 1993-1-3: 2006, Artículo 6.1.3)

La comprobación no procede, ya que no hay axil de compresión.

Resistencia a flexión. Eje Y (CTE DB SE-A y Eurocódigo 3 EN 1993-1-3: 2006, Artículo 6.1.4.1)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

η : ***0.896*** ✓

Para flexión positiva:

$M_{y,Ed}$: Momento flector solicitante de cálculo pésimo. **$M_{y,Ed}^{+}$** : *0.00* kN·m

Para flexión negativa:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo 0.873, 5.000, 7.175, para la combinación de acciones 1.35*G1 + 1.35*G2 + 0.75*N(EI) + 1.50*V(0°) H4.

$M_{y,Ed}$: Momento flector solicitante de cálculo pésimo. **$M_{y,Ed}^{-}$** : *8.03* kN·m

La resistencia de cálculo a flexión **$M_{c,Rd}$** viene dada por:

$M_{c,Rd}$: *8.96* kN·m

Donde:

W_{el}: Módulo resistente elástico correspondiente a la fibra de mayor tensión. **W_{el}** : *40.03* cm³

f_{yb}: Límite elástico del material base. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1) **f_{yb}** : *235.0* MPa

γ_{M0}: Coeficiente parcial de seguridad del material. **γ_{M0}** : *1.05*

Resistencia a pandeo lateral del ala superior: (CTE DB SE-A y Eurocódigo 3 EN 1993-1-3: 2006, Artículo 6.2.4)

La comprobación a pandeo lateral no procede, ya que no hay momento flector.

Resistencia a pandeo lateral del ala inferior: (CTE DB SE-A y Eurocódigo 3 EN 1993-1-3: 2006, Artículo 6.2.4)

La comprobación a pandeo lateral no procede, ya que la longitud de pandeo lateral es nula.

Resistencia a flexión. Eje Z (CTE DB SE-A y Eurocódigo 3 EN 1993-1-3: 2006, Artículo 6.1.4.1)

La comprobación no procede, ya que no hay momento flector.

Resistencia a flexión biaxial (CTE DB SE-A y Eurocódigo 3 EN 1993-1-3: 2006, Artículo 6.1.4.1)

La comprobación no procede, ya que no hay flexión biaxial para ninguna combinación.

Resistencia a corte Y (CTE DB SE-A y Eurocódigo 3 EN 1993-1-3: 2006, Artículo 6.1.5)

La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.

Resistencia a corte Z (CTE DB SE-A y Eurocódigo 3 EN 1993-1-3: 2006, Artículo 6.1.5)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{Ed}}{V_{b,Rd}} \leq 1$$

η : ***0.141*** ✓

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo 0.873, 5.000, 7.175, para la combinación de acciones 1.35*G1 + 1.35*G2 + 0.75*N(EI) + 1.50*V(0°) H4.

V_{Ed}: Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo. **V_{Ed}** : *8.03* kN

El esfuerzo cortante resistente de cálculo **$V_{b,Rd}$** viene dado por:

$V_{b,Rd}$: *56.89* kN

Donde:

h_w: Altura del alma. **h_w** : *175.30* mm

t: Espesor. **t** : *2.50* mm

ϕ: Ángulo que forma el alma con la horizontal. ϕ : *90.0* grados

f_{bv}: Resistencia a cortante, teniendo en cuenta el pandeo.

f_{bv} : *136.3* MPa

Siendo:

$\bar{\lambda}_w$: Esbeltez relativa del alma.

$\bar{\lambda}_w$: *0.81*

Donde:

f_{yb}: Límite elástico del material base. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1) **f_{yb}** : *235.0* MPa

E: Módulo de elasticidad. **E** : *210000.0* MPa

γ_{M0}: Coeficiente parcial de seguridad del material. γ_{M0} : *1.05*

Resistencia a tracción y flexión (CTE DB SE-A y Eurocódigo 3 EN 1993-1-3: 2006, Artículos 6.1.8 y 6.3)

No hay interacción entre axil de tracción y momento flector para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Resistencia a compresión y flexión (CTE DB SE-A y Eurocódigo 3 EN 1993-1-3: 2006, Artículos 6.1.9 y 6.2.5)

No hay interacción entre axil de compresión y momento flector para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Resistencia a cortante, axil y flexión (CTE DB SE-A y Eurocódigo 3 EN 1993-1-3: 2006, Artículo 6.1.10)

No hay interacción entre momento flector, axil y cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Resistencia a torsión combinada con axil, flexión y cortante (CTE DB SE-A y Eurocódigo 3 EN 1993-1-3: 2006, Artículo 6.1.6)

La comprobación no procede, ya que no hay momento torsor

Comprobación de flecha

Comprobación de flecha
El perfil seleccionado cumple todas las comprobaciones. Porcentajes de aprovechamiento: - Flecha: 67.66 %

Coordenadas del nudo inicial: 0.873, 40.000, 7.175

Coordenadas del nudo final: 0.873, 35.000, 7.175

El aprovechamiento pésimo se produce para la combinación de hipótesis 1.00*G1 + 1.00*G2 + 1.00*Q + 1.00*N(EI) + 1.00*V(0°) H4 a una distancia 2.500 m del origen en el primer vano de la correa.(Iy = 371 cm4) (Iz = 49 cm4)

Medición de correas			
Tipo de correas	Nº de correas	Peso lineal kg/m	Peso superficial kN/m²
Correas de cubierta	16	98.41	0.04

Tabla 9 Medición de correas de cubierta

8. GENERACION DE LA ESTRUCTURA METALICA COMPLETA

Procedemos a rellenar el cuadro de configuración de los parámetros para la exportación de la obra.

Consideramos que los apoyos de los pórticos principales son biempotrados, se justifica la utilización de estos para la una nave construida con perfiles de sección constante.

Seleccionamos Pandeo de pórticos transnacionales y generamos toda nuestra nave seleccionando Generación Pórticos 3D.

Seleccionamos No agrupar planos ya que queremos exportar todos estos pórticos independientes el uno del otro para que cada uno reciba justo la carga que le corresponde.

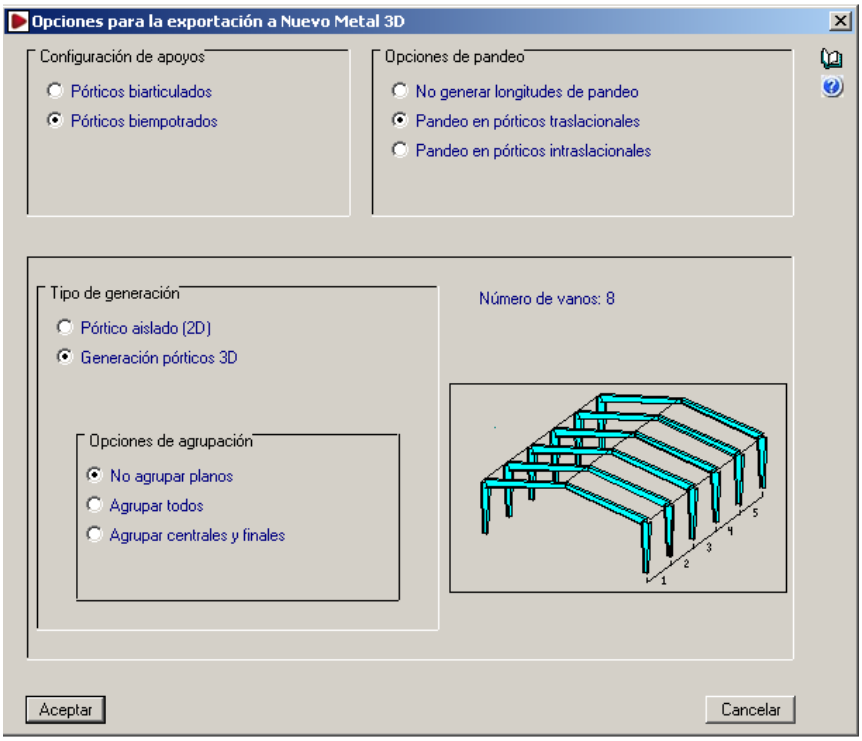


Ilustración 19 Exportación de la Obra al Nuevo Metal 3D

Seleccionamos la normativa aplicable a cada material y tenemos en cuenta el sismo dinámico parar la zona de emplazamiento de la obra como se justifica anteriormente y otros parámetros iniciales referentes a los estados limite, tipo de acero y cimentación. También se define la comprobación de resistencia a fuego de las barras.

8.1 Introducción de los nudos y barras

A continuación se describen todos los nudos y barras.

Que un nudo se encuentre empotrado implica que el ángulo relativo que forman las barras entre sí antes de estar sometidas a ninguna solicitación se va a mantener tras cargar la estructura, es decir, que las deformadas de todas las barras que concurren en el nudo van a mantener el ángulo original entre ellas en este punto.

Por lo tanto para los nudos inferiores correspondientes a los pilares estos irán empotrados a la cimentación mediante su correspondiente placa de anclaje con sus pernos.

Coeficientes de empotramiento

Es necesario definir todos y cada uno de los nudos de la estructura.

Los pilarillos hastiales estarán empotrados en su base y la cabeza articulada al cordón inferior de la cercha para evitar la transmisión de momentos no deseados.

El siguiente paso es definir los nudos extremos de las vigas de atado de cabeza de pilares, los cuáles se definirán todos como articulados. Interesa que estas vigas de atado se comporten como biarticuladas, pues no es bueno que se transmitan momentos a las cabezas de los pilares.

Por último queda por definir los nudos de las cruces de San Andrés, en este caso no tenemos ninguna elección todos los nudos extremos de las barras que conforman la cruz deben ser articulados, pues una de las condiciones imprescindibles para que el programa pueda calcularlos es que estos elementos trabajen únicamente a tracción/compresión.

El funcionamiento de estas cruces es el siguiente, cuando sopla el viento en dirección perpendicular al pórtico tiende a empujar los pórticos en sentido longitudinal haciendo trabajar a tracción uno de los tirantes de la cruz y a compresión el otro. Los que trabajan a compresión no se calculan pues al ser perfiles esbeltos pandean libremente. Ahora bien, cuando el viento sopla desde la otra dirección los tirantes de la cruz se intercambian los papeles y ahora el contrario trabaja a tracción y el otro a compresión, de esta forma quedan calculados ambos brazos de la cruz de San Andrés.

Forjado de entreplanta:

Vigas del forjado que se unen al alma de los pilares (Articuladas)

Vigas de los extremos del Pórtico del muro Piñón que contiene al forjado (Empotradas a pilares exteriores y articulados en el interior)

Arriostramientos/Tirantes de Cubierta y Laterales

Los últimos elementos que quedan por definir son los arriostramientos de cubierta y los arriostramientos en los laterales de la nave. Este tipo de arriostramientos puede resolverse de múltiples formas: mediante arriostramientos en K, mediante cruces de San Andrés, mediante tirantes, etc.

Generalmente la solución más utilizada son los arriostramientos mediante cruces de San Andrés, pues son fáciles de montar y cumplen perfectamente su función. A la hora de realizar este proyecto se pensó inicialmente en esta solución, sin embargo investigando un poco se descubrió un nuevo sistema que se utiliza también consiste en realizar cruces de San Andrés mediante tirantes.

Los tirantes o tensores son elementos, normalmente barras o cables metálicos que trabajan únicamente a tracción y se suelen montar con un mecanismo que permite tensar los cables.

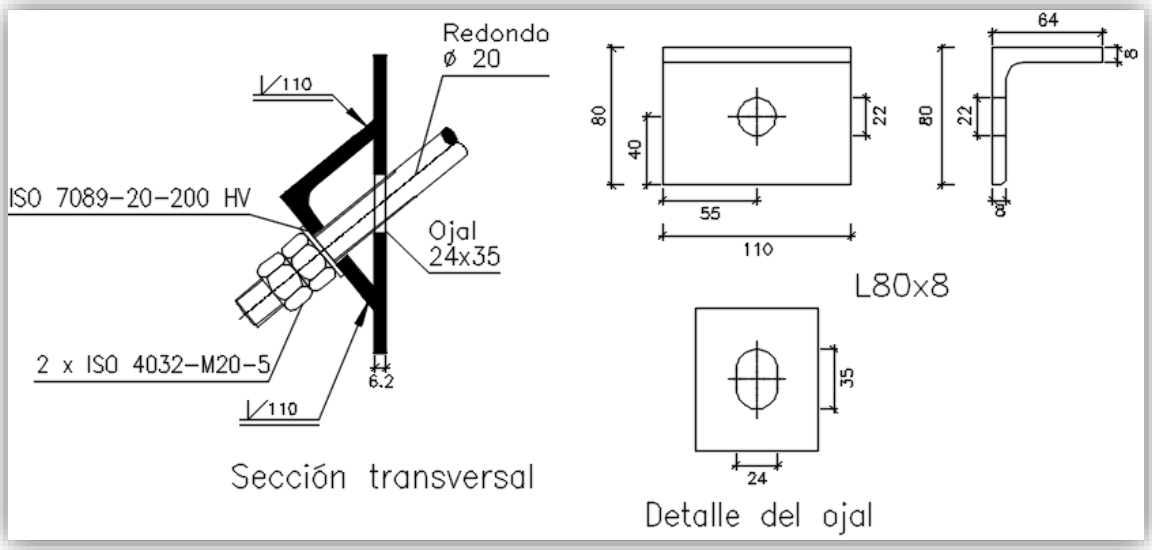


Ilustración 20 Detalle Tirante de Arriostramiento

Mecanismo para tensar los tirantes

Es necesario distinguir dos zonas: la cubierta y los parámetros laterales. En la cubierta los arriostramientos que se calculen serán los que realmente se monten, en cambio en los laterales de la nave en esta fase del proyecto se pondrán arriostramientos aunque realmente no se montarán. La explicación de esto es, como ya se detalló, ahora es necesario calcular la estructura como si fuera totalmente metálica, a sabiendas de que totalmente no lo será, e intentar simular en la medida de lo posible el comportamiento que tendría los cerramientos de hormigón. El cerramiento será de placas de hormigón prefabricado, y desempeñarán la función de arriostramiento lateral de la nave.

Por tanto, para simular lo mejor posible ese arriostramiento de las placas es necesario situar una cruz de San Andrés en cada uno de los laterales, desempeñando el trabajo que realizarán en su momento los paneles prefabricados de hormigón. En cambio, en la cubierta al ser metálica, los arriostramientos calculados serán los que definitivamente se monten.

El tipo de perfil con el que se definirán estos tirantes será redondos de acero, pues facilitarán el montaje y son más fáciles de obtener.

Las barras descritas como tirantes forma parte de una rigidización en forma de cruz de San Andrés, enmarcada en sus cuatro bordes, o en tres si la rigidización llega a dos apoyos exteriores.

• El programa sólo considerará estas barras trabajando a tracción, por lo que no permite asignar coeficientes de pandeo ni de empotramiento.

• No se pueden introducir cargas sobre ellas.

Se puede observar como el arriostramiento ocupa ambos laterales de principio a fin, puesto que el cerramiento irá en esas posiciones y en la cubierta sin embargo, solamente es necesario el arriostramiento en los vanos extremos. Hay que tener en cuenta que las correas, el propio cerramiento de cubierta, y el arriostrado de los pórticos también contribuyen a la causa, por tanto, la práctica ha demostrado que arriostrando estos dos vanos es suficiente para cumplir con los requisitos estructurales.

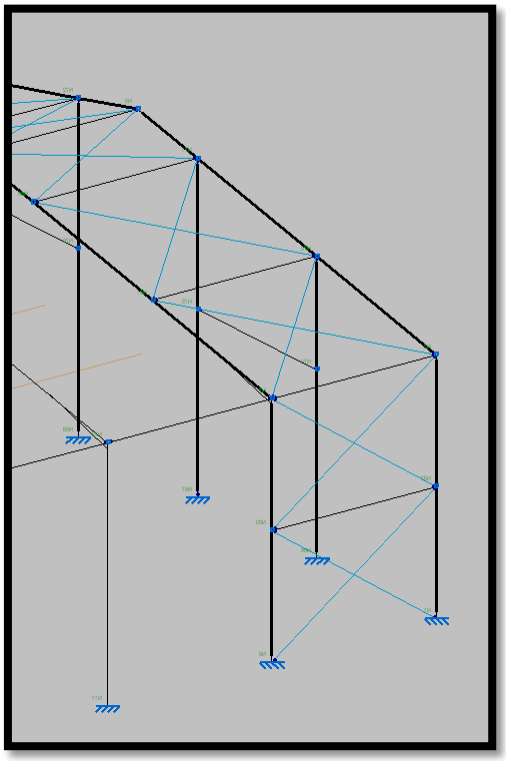


Ilustración 21 Detalle Arriostramiento Lateral y en Cubierta

Pilares hastiales

El siguiente elemento a definir en la geometría son los pilarillos hastiales. Los pilarillos hastiales son unos pilares, generalmente de menor tamaño que los pilares principales que soportan el peso de la cubierta y cuya función principal es la de sustentar el muro hastial frente a las embestidas del viento, aunque también pueden tener otros cometidos secundarios, como pueden ser apoyos de dinteles de puertas, apoyos de jácena para forjado o sustento de petos para la fachadas.

Una consideración importante que habrá que tener en cuenta a la hora de definir estos pilares es que hay que indicar al programa que estos pilarillos hastiales no se montan como el resto de pilares de apoyo, estos perfiles se montan girados 90º, es decir, con las alas paralelas al muro de fachada y el

alma perpendicular al mismo. Por el contrario el resto de pilares de apoyo de la cubierta se montan con las alas paralelas al eje longitudinal de la nave.

Estos pilares al crearlos después habrá que introducirles las cargas de viento correspondiente.

Al montar los pilarillos de esta manera también se facilita el montaje de las placas de hormigón prefabricado, pues las alas desempeñarán la función de guía que ya se explicó en su momento cuando hablamos de cerramientos de hormigón prefabricado.

Disposición de perfiles

Angulo de giro 90º

Predimensionamiento de barras

PILARES DE LOS PORTICOS IPE-300

VIGAS PORTICOS IPE-300

PILARES MURO PIÑON IPE-240

VIGAS MURO IPE-240

PILARES FORJADO OFICINAS IPE-220

VIGAS ARRIOSTRAMIENTO PORTICOS IPE-160

Asignación del material

A excepción de las correas (S-235), el resto de las barras de la estructura metálica serán de acero S-275, por ser el material más común en la construcción de estructuras metálicas. Concretamente se considerará que soportan 275 N/mm2, y es el acero aproximadamente equivalente al obsoleto A42 que resistía 2600 Kg/cm2.

Hipótesis de cargas

Una vez descrita la geometría se completan las hipótesis de cargas que faltan por añadir a las proporcionadas por el Generador de Pórticos.

Generador de Pórticos ha generado 1 hipótesis de Carga Permanente 6/12 hipótesis de viento y 3 de sobrecarga de Nieve

Debemos añadir una sobrecarga de Uso para el forjado de oficinas (Q1 FORJADO)

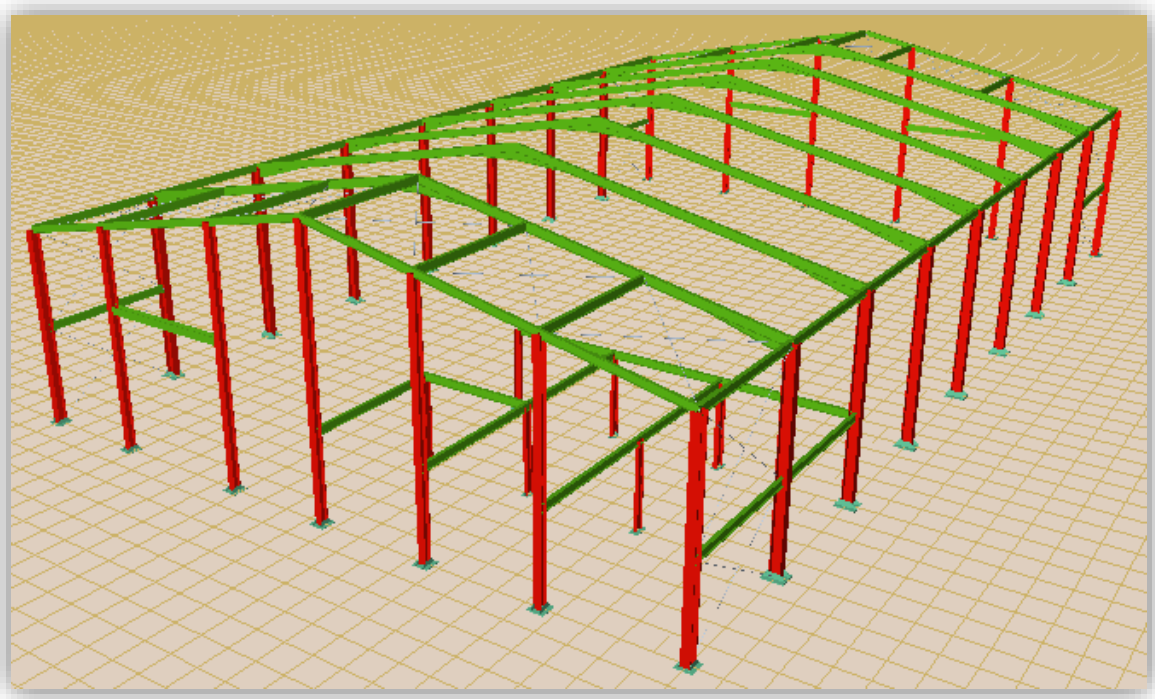


Ilustración 22 Estructura 3D completa con nudos y barras

8.2 Introducción de pandeos y flechas en las barras

El pandeo es un efecto que sufren las barras sometidas a compresión que limita si capacidad portante debido a que al deformarse la barra con la carga se pierde su forma de máxima resistencia.

Como no sabemos a priori que piezas van a trabajar a compresión y bajo que combinaciones de hipótesis, tenemos que asignar coeficientes de pandeo a todas las piezas en sus dos direcciones principales.

Es necesario introducir los coeficientes de pandeo de todas las barras de la estructura susceptibles de estar sometidas a cargas de compresión.

Entre los factores que más influyen a la hora de cuantificar dicho pandeo están las condiciones de contorno, la existencia de elementos que impidan el pandeo de las barras así como la conexión con el resto de barras de la estructura.

Estos factores es necesario traducirlos al llamado “coeficiente de pandeo” que multiplicado por la longitud de la barra dará la longitud de pandeo (LK = β. L).

Este proyecto partirá de las bases establecidas por el CTE-DB-SE-A en su epígrafe 6.3.2, las cuales pueden verse en la tabla 3.3, donde se relacionan los coeficientes de pandeo con la descripción de los extremos de las barras, sin embargo se aplicarán atenuantes en virtud de aquellas condiciones de contorno que restrinjan la posibilidad de pandear de la barra.

Condiciones de extremo	biarticulada	biempotrada	empotrada articulada	biempotrada desplazable	en ménsula
Longitud Lk	1,0 L	0,5 L	0,7 L	1,0 L	2,0 L

Tabla 10 Longitudes de Pandeo canónicas según CTE

Para el pandeo es muy importante conocer si la estructura se comportará como traslacional o intraslacional, pues en las primeras el pandeo resultará más pernicioso.

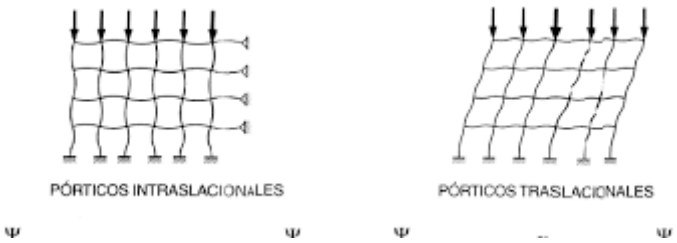


Ilustración 23 Pórticos Traslacionales e Intraslacionales

Consideraremos traslacional la estructura en el plano del pórtico, e intraslacional en el plano de los cerramientos y cubiertas, gracias a la rigidez de estos elementos infieren a la estructura.

En M3D se deben introducir los coeficientes de pandeo en función de los ejes locales de cada barra y se deben introducir en cada uno de los dos planos principales de cada una de las barras. El criterio que utiliza CYPE para designar los planos es el siguiente:

- El plano débil de perfil se le denomina plano “xy” y se corresponde con el plano paralelo a las alas del perfil.
- El fuerte del perfil se le denomina “xz” y se corresponde con el plano que contiene el alma de la pieza.

El programa aplica estrictamente el CTE para deducir los pandeos de cada barra en cada uno de sus dos ejes.Nosotros conocemos unas condiciones de contorno que el programa desconoce y por ello siempre propone unos coeficientes iguales o mayores a los estrictamente adecuados.

8.2.1 Coeficientes de pandeo de los pórticos intermedios:

Pilares:

Los coeficientes de pandeo seleccionados para los pilares del pórtico serán los siguientes:

Condición de contorno: entre el alma y alma de pilares existe un cerramiento que impide que puedan pandear en ese plano, tendrían que deformar un cerramiento que se considera rígido. Esta condición hace que sea absurdo hablar de un posible pandeo en ese plano.

En el plano xy: plano de inercia debil

$Lk = \beta \cdot L = 0*L$

La justificación de valor $\beta = 0$ es la siguiente, ya que el pilar se encuentra biempotrado en sus dos apoyos y se comporta como intraslacional en este plano. En su apoyo inferior se encuentra empotrado a la cimentación mediante la placa de anclaje y sus pernos, y el nudo de su apoyo superior se encuentra empotrado debido a las vigas de atado, al propio pórtico y sobre todo por el panel de cerramiento que arriostra el pilar en toda su longitud. También influye el efecto de las cruces de San Andrés las cuales aumentan la rigidez en ese plano.

En el plano xz: plano de inercia fuerte (alma de la pieza)

$Lk = \beta \cdot L = 1.263 *L$

La justificación de valor $\beta = 1.263$ en este plano es la siguiente, debido a que los pórticos centrales, o lo que no son hastiales, no tienen ningún tipo de cerramiento se deberán considerar traslacionales en su plano. Como ya hemos explicado anteriormente.

Por tanto en su nudo inferior se encuentra empotrado a la cimentación mediante la placa de anclaje y sus pernos, y el nudo de su apoyo superior se considera un apoyo articulado. Este valor aumenta ya que el programa considera la rigidez del pórtico en su plano.(Efecto muelle)

Dinteles:

Los coeficientes de pandeo seleccionados para los dinteles del pórtico serán los siguientes:

En el plano xy:

$Lk = \beta \cdot L = 0.140\ L$

La justificación de valor $\beta = 0.140$ es la siguiente, ya que el dintel se encuentra biempotrado en sus dos apoyos y se comporta como intraslacional en este plano debido a la coacción del cerramiento de cubierta y las cruces de San Andres, siendo este su plano debil. El nudo de su apoyo inferior se considera nudo rígido y se transmiten los momentos al pilar como de un empotramiento se tratara. El nudo de su apoyo superior se encuentra empotrado a su dintel simétrico debido a que esta soldado todo la sección del perfil, sumando además el refuerzo existente en el centro del pórtico, la sección más crítica del dintel.Podrian ser validos valores de 0,1-0,2

En el plano xz: plano de inercia fuerte (alma de la pieza)

$Lk = \beta \cdot L = 1.099\ L$

La justificación de valor $\beta = 1.099$ en este plano es la siguiente, debido a que los pórticos centrales, o lo que no son hastiales, no tienen ningún tipo de cerramiento se deberán considerar traslacionales en su plano. Como ya hemos explicado anteriormente.

Por tanto en este plano consideraremos los apoyos del dintel como biempotrado. Dejaremos el valor de 1.099 o 1 quedando del lado de la seguridad.

8.2.2 Coeficientes de pandeo de los pórticos hastiales:

Pilares:

Los coeficientes de pandeo seleccionados para los pilares del pórtico serán los siguientes:

En el plano xy: plano de inercia débil

$Lk = \beta \cdot L = 0 * L$

Cabría pensar que este plano podría pandear hacia fuera al no disponer de cerramiento, deberíamos considerar este valor si nuestra construcción permite este efecto.

Como solución podríamos arriostrar el pilar al cerramiento mediante barras corrugadas o pletinas en la dirección del cerramiento.

En el plano xz: plano fuerte translacional

$Lk = \beta \cdot L = 0.7 * L$

Pasaría los mismo que el otra dirección, disponemos 0.7 considerándolo biempotrado traslacional.

Dinteles:

Disponemos del mismo coeficiente que en el caso de los dinteles o cabios de los pórticos intermedios aunque podríamos reducir el valor en su plano

fuerte ya que se dispone de un cerramiento rígido en fachada que impide o limita este pandeo.

A los pilarillos hastiales:

Les corresponde un pandeo de 0 en el plano xy, por encontrarse arriostrados por el cerramiento y de 1 en el plano xz, por encontrarse articulados a su base y articulados a su extremo.

8.2.3 Pandeos en elementos estructurales longitudinales:

Las vigas de atado de cabeza de pilares:

Se han definido como biarticuladas sin impedimento alguno al pando en su plano de inercia fuerte. No es idóneo que una barra se empotre a otra por su alam, la haría trabajar mucho a torsión, la cual no es aocnsejable.

Sin embargo, el plano de inercia débil de estas barras coincide con el plano del cerramiento en el que estén, bien sea el lateral o la cubierta. En estos planos las vigas no deben pandear, porque si en ellas hay compresión, significaría que toda la estructura está colapsando, fallando consecuentemente la enorme rigidez del cerramiento lateral y del conjunto de las correas. Se estarían empujando los pórticos unos a otros por estas vigas de atado y para esto no han sido diseñados, por tanto, no se atenderá a esta casuística. Así los pandeos de estas barras serán 0 para el plano xy y 1 para el plano xz.

Es importante no introducir pandeos para las cruces de San Andrés, ya que estos tirantes pueden pandear libremente y además resultan muy esbeltos para trabajar a compresión. Son tan inválidos para trabajar a compresión que se

ignoran las capacidades resistentes de estas piezas ante dicha solicitación. Los tirantes comprimidos de estas cruces pueden pandear libremente y no debe importarnos.

En el último lugar se hará alusión a un efecto que M3D nos permite tener en cuenta, sin embargo, para este trabajo no se tendrá pues no se dan las condiciones. El efecto del que se habla es el pandeo lateral, muy someramente se puede decir que dicho pandeo lateral es el efecto que se produce en piezas sometidas a flexión en los puntos donde la sección se encuentra sometida a compresiones a lo largo del eje fuerte de la viga. En definitiva viene a significar el riesgo de deformación por pandeo de la sección en piezas con zonas de sección esbelta, por lo que solo se suele tener en cuenta en aquellos perfiles de almas desmesuradas y esbelteces vertiginosas, condiciones que no se dan en la estructura.

8.2.4. Estructura de la entreplanta:

Pilares:

Estos pilares no poseen cerramiento, por tanto, tienen la misma probabilidad de pandeo en sus dos ejes. Así mismo están unidos mediante las vigas de forjado considerándolo M3D como una barra compuesta. Teniendo en cuenta que se encuentran empotrados-articulados, sus coeficientes de pandeo en ambos ejes serán iguales.

Vigas:

Escogeremos un valor de 0,7 en su plano debil xy, y de 0,7 en su plano fuerte xz. Al no disponer de cerramiento rígido que coaccione el movimiento en sus dos planos.

Como conclusión final al estudio de los pandeos se debe recordar el hecho de que no solamente influyen cómo se comportan los nudos extremos de cada barra, sino que también hay que contemplar las condiciones particulares de cada una de las barras en cada plano, influyendo positivamente a la hora de reducir estos coeficientes cualquier elemento que arriostre o incluso impida la deformación de la barra en ese plano.

8.2.5 Pandeo Lateral

Es el efecto que se produce en piezas sometidas a flexión en los puntos donde la sección se encuentra sometida a compresiones a lo largo del eje fuerte de la viga.

Definimos el pandeo lateral para el ala superior de los dinteles de los pórticos intermedios como la separación entre correas las cuales reducen la el tramo de barra o la longitud de pandeo de esta coaccionándola en el plano de la cubierta.

8.2.6 Flechas

El control de la flecha es una comprobación en estado de servicio ya que se limita para evitar la deformación que puedan sufrir las barras y provocar una sensación poco agradable al igual que puede provocar grietas y deformaciones en otros elementos del edificio como tabiques cubiertas o cerramientos, lo que es CTE conoce como aptitud al servicio.

Nuestras barras se acogen a la limitación de flecha relativa de 1/300 la cual es menos exigente.

La flecha máxima o activa limita la distancia máxima que se separa la deformada más desfavorable de la posición inicial de la pieza.

Limitación relativa a la longitud de la barra.

Nosotros limitaremos la flecha máxima en el plano fuerte de las barras sometidas a flexión.

En algunas barras usaremos la limitación relativa que es más cómoda y para otra la limitación máxima en valores absolutos, esto es debido a que algunas barras o son simples, como en el caso de los dinteles de los pórticos intermedios, que son con cartelas. El programa estima una longitud de la pieza que es la diferencia de su longitud menos las cartelas, lo que hace la flecha más restrictiva que lo que dice la norma.

Dinteles de los pórticos intermedios y hastiales

Para ello en los dinteles de los pórticos intermedios usaremos la limitación expresada en mm. Para una longitud aproximada de 12748/300=42.5mm

Para los hastiales como son piezas simples limitamos la flecha de modo relativo directamente según como manda la norma L/300.

Vigas longitudinales

Limitaremos de modo relativo en el plano xz la flecha máxima de las vigas longitudinales que sirven de atado y de marco para las cruces así como las vigas del forjado de oficinas, les permitiremos igualmente el L/300.

9. ESTRUCTURA DEL FORJADO

9.1 Dimensionamiento del Forjado

Una vez creada la hipótesis de Sobrecarga de uso, se introducen las cargas de dicha hipótesis, para ello emplee la opción Introducir paño del menú Carga.

Se ha dispuesto una zona de oficinas en nuestra nave cuyas dimensiones son 10x12.5m
Las sobrecargas se definen en el apartado 6.3

En cuanto a las cargas muertas:

- Se ha considerado un tabique de ladrillo hueco de 45 mm de espesor, enfoscado o revocado de cemento por ambas caras, cuya carga total es de (0.6+0.2*2)= **1kN/m2** .Se ha determinado a partir de la siguiente tabla del CTE-DB-SE-AE:

Tabla C.4 Peso por unidad de superficie de tabiques

Tabiques (sin revestir)	Peso kN/m^2	Revestimientos (por cara)	Peso kN/m^2
Rasilla, 30 mm de espesor	0,40	Enfoscado o revoco de cemento	0,20
Ladrillo hueco, 45 mm de espesor	0,60	Revoco de cal, estuco	0,15
de 90 mm de espesor	1,00	Guarnecido y enlucido de yeso	0,15

Tabla 11 Peso tabiques

- Para el pavimento hemos dispuesto un pavimento de baldosa cerámica o hidráulica de 0,05 m de espesor, cuya carga se estima **en 0,8 kN/m2**

En la siguiente tabla se explican los tipos de pavimentos:

Tabla C.3 Peso por unidad de superficie de elementos de pavimentación

Materiales y elementos	Peso kN/m²	Materiales y elementos	Peso kN/m²
Baldosa hidráulica o cerámica (incluyendo material de agarre)		Linóleo o loseta de goma y mortero	
0,03 m de espesor total	0,50	20 mm de espesor total	0,50
0,05 m de espesor total	0,80	Parque y tarima de 20 mm de espesor	
0,07 m de espesor total	1,10	sobre rastreles	0,40
Corcho aglomerado		Tarima de 20 mm de espesor	
tarima de 20 mm y rastrel	0,40	rastreles recibidos con yeso	0,30
		Terrazo sobre mortero, 50 mm espesor	0,80

Tabla 12 Peso Pavimentos

- En cuanto a los falsos techos se ha proyectado una tarima de yeso de 20 mm con rastrel, cuyo valor de la sobrecarga **de 0,4 KN/m2**

9.2 Cargas transmitidas por el forjado

Para el dimensionamiento se utilizara la sobrecarga más desfavorable de 2 kn/m2.

Cargas a las cuales está sometido nuestro forjado:

- Cargas muertas: 1+0,8+0,4 =**2,2 kN/m2**
- Sobrecarga de uso =**2kN/m2**

Para el dimensionamiento del forjado hemos utilizado fichas técnicas y lo especificado en el artículo 50 EHE-08.

Se supone un forjado de 20 cm de espesor con una capa de compresión de 4cm con un intereje de 70 cm según la siguiente tabla.

Dimensionamiento del forjado para L=5m.

h+c (cm)	S1 (cm)	Peso kN/m²	S2 (cm)	Peso kN/m²
20+4	56	3.40	67	3.80
20+4	70	3.10	81	3.50
20+4	76	3.00	87	3.35
20+5	56	3.65	67	4.05
20+5	70	3.40	81	3.70
20+5	76	3.30	87	3.60
22+4	56	3.50	67	4.00
22+4	70	3.10	81	3.55
22+4	76	3.00	87	3.45
22+5	56	3.70	67	4.20
22+5	70	3.35	81	3.80
22+5	76	3.25	87	3.70

Tabla 13 Canto del forjado

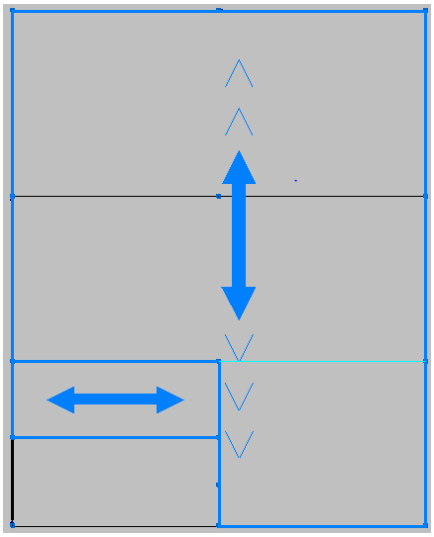


Ilustración 24 Reparto de cargas forjado

A continuación se desarrollan los cálculos, y se comprueba si el forjado que hemos supuesto cumple con el canto mínimo de forjado que especifica la normativa EHE-08 artículo 50:

hmín = δ1δ2 L / C

Donde

δ1 = raíz (q/7)= raíz((3,1+2+2,2)/7)= 1,021

q = 3,1+2+2,2 = 7,3kN/m2

δ2 = (L/6) ¼ = (5/6) ¼= 0,926

L = luz de cálculo del forjado en m = 5 m

C = coeficiente en tabla siguiente

Coeficientes C (Tabla 50.2.2.1.b EHE-08)

Tipo forjado	Tipo carga	Tipo de tramo		
		Aislado	Extremo	Interior
Viguetas armadas	Con tabiques o muros	17	21	24
	Cubiertas	20	24	27
Viguetas pretensadas	Con tabiques o muros	19	23	26
	Cubiertas	22	26	29
Losas alveolares pretensadas (*)	Con tabiques o muros	36	-	-
	Cubiertas	45	-	-

(*) Piezas pretensadas proyectadas de forma que, para la combinación infrecuente, no llegue a superarse el momento de fisuración

Tabla 14 Coeficientes para forjado EHE

Como se trata de un forjado de viguetas pretensadas, con tabiques y es un tramo aislado el coeficiente C tiene el valor de 19. Con todo ello se deduce:

Hmin= 1,021x 0,926x 5/19 = 21,9 cm < h (20+4) = 24 cm

Por tanto nos cumple con un forjado de 20 cm de bovedillas más 4 de capa de compresión.

A continuación se procede al cálculo de los esfuerzos, para la elección del tipo de vigueta pretensada y el armado de la capa de compresión.

G1 (Cargas Muertas) = 1+0,8+0,4=2,2 kN/m2

G2 (Peso Propio Forjado) =3,1 KN/ m2

G3 (Sobrecarga Uso) = 2 KN/ m2

Pd = 1,35x5,3 + 1,5x2 = 10,155 KN/m2

Md = 10,155x 5^2/8 = 24,69 KNm/m

0,25xMd =0,25x24,69 = 6,17 kNm

A continuación se escoge el tipo de **vigueta** de la autorización de uso:

FICHA DE CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS -SEGÚN EHE 08- DEL FORJADO DE VIGUETAS PRETENSADAS MODELO DITECO T18	PRODUCTO: VIGUETA T18	FICHA Nº: 28.01
FABRICANTE: PREVALESA S.L. FÁBRICA: Autovía A-3 PK-319/322 46360 Buñol (Valencia)		
TÉCNICO AUTOR DE LA MEMORIA Fernando Galán Sánchez	REFERENCIA: T18.XX	
HOJA 5 de 76		

Tipo de forjado	Tipo de vigueta	FLEXION POSITIVA [3]								
		Módulo resistente W_{inf} (mm^3)	M_u (m·kN/m)	Rigidez ($MN·m^2/m$)		$M_{límite}$ de servicio según clase de exposición (m·kN/m)			V_u (kN/m)	
				Bruta $E·I_b$	Fisurada $E·I_{fs}$	I-II	II [2]	III-IV	Por tracción en el alma	Por tensión rasante [1]
(20+4)x56	T18.2	1664	25.13	13.99	12.46	19.81	14.55	13.69	30.04	36.65
	T18.3	1681	35.57	14.10	12.60	27.22	22.02	21.51	30.04	36.65
	T18.4	1692	43.77	14.17	12.68	32.63	26.51	25.83	30.04	36.65
	T18.5	1698	50.59	14.21	12.73	36.73	29.36	28.25	30.04	36.65
(20+4)x70	T18.2	1779	19.96	12.20	10.52	15.68	11.72	11.10	23.69	28.91
	T18.3	1797	28.28	12.30	10.63	21.56	17.73	17.43	23.69	28.91
	T18.4	1808	34.86	12.36	10.70	25.87	21.35	20.94	23.69	28.91
	T18.5	1815	40.38	12.40	10.75	29.19	23.64	22.90	23.69	28.91
(20+4)x76	T18.2	1807	18.68	11.71	10.01	14.66	11.00	10.43	22.13	27.01
	T18.3	1825	26.47	11.81	10.12	20.16	16.64	16.40	22.13	27.01
	T18.4	1836	32.64	11.86	10.19	24.21	20.05	19.69	22.13	27.01
	T18.5	1843	37.84	11.90	10.24	27.32	22.20	21.54	22.13	27.01

Tabla 15 Características Técnicas Vigueta Pretensada

Como el momento último es de 24,69 KNm y el forjado es del tipo (20+4) x 70 hemos escogido viguetas del tipo T 18.3 (Mu=28,28KN.m), para el forjado de primera planta y un vano de 5 metros de luz.

Para la elección del armado de la capa de compresión hemos utilizado la siguiente tabla:

FICHA DE CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS -SEGÚN EHE 08- DEL FORJADO DE VIGUETAS PRETENSADAS MODELO DITECO T18	PRODUCTO: VIGUETA T18	FICHA Nº: 28.01
FABRICANTE: PREVALESA S.L. FÁBRICA: Autovía A-3 PK-319/322 46360 Buñol (Valencia)		
TÉCNICO AUTOR DE LA MEMORIA Fernando Galán Sánchez	REFERENCIA: T18.XX	
HOJA 26 de 76		

Tipo de forjado	FLEXION NEGATIVA ACERO B 400 S [2]											
	Refuerzo superior por nervio	M_u (m·kN/m)		M_{fis} (m·kN/m)	Rigidez (MN·m²/m)		$M_{límite}$ de servicio según clase de exposición (m·kN/m)				V_u (kN/m)	
		Sección tipo	Sección macizada		Bruta $E \cdot I_b$	Fisurada $E \cdot I_{fis}$	I	II	III-IV	III_c	Por tracción en el alma	Por tensión rasante [1]
20+4)x70	1ø10	5.95	5.95	4.92	3.47	0.72	7.39	5.56	3.73	1.94	23.69	28.91
	2ø8	7.91	7.91	5.06	3.54	0.91	8.93	6.72	4.52	2.36	23.69	28.91
	1ø8+1ø10	10.58	10.58	5.22	3.62	1.11	10.99	8.27	5.56	2.91	23.69	28.91
	2ø10	13.53	13.53	5.38	3.70	1.30	14.20	10.68	7.18	3.74	23.69	28.91
	1ø8+1ø12	14.21	14.21	5.41	3.72	1.33	13.52	10.18	6.85	3.59	23.69	28.91
	1ø10+1ø12	17.52	17.52	5.57	3.79	1.50	16.68	12.55	8.43	4.40	23.69	28.91
	2ø12	21.24	21.24	5.76	3.88	1.65	20.50	15.43	10.37	5.39	23.69	28.91
	1ø8+1ø16	23.25	23.25	5.88	3.93	1.72	19.90	14.98	10.08	5.29	23.69	28.91
	1ø10+1ø16	25.61	25.61	6.04	4.01	1.79	22.88	17.26	11.61	6.07	23.69	28.91
	1ø12+1ø16	28.33	28.33	6.24	4.09	1.85	26.37	20.03	13.46	7.02	23.69	28.91
	1ø10+1ø20	33.56	33.62	6.62	4.26	1.90	30.00	23.02	15.50	8.11	23.69	28.91
	2ø16	34.39	34.47	6.72	4.30	1.93	34.22	26.70	18.05	9.37	23.69	28.91
	1ø16+1ø20	41.06	41.91	7.31	4.53	1.87	39.74	31.61	21.68	11.28	23.69	28.91
	3ø16	46.14	48.13	7.89	4.76	1.79	52.55	43.24	31.39	16.33	23.69	28.91
	2ø20	46.77	49.17	7.91	4.76	1.68	46.96	38.12	27.02	14.04	23.69	28.91
	2ø16+1ø20	51.14	55.24	8.50	4.98	1.79	56.00	46.68	34.40	18.12	23.69	28.91
	1ø16+2ø20	55.28	62.16	9.12	5.18	1.99	60.97	51.97	39.17	21.13	23.69	28.91
	3ø20	58.61	68.87	9.75	5.38	2.17	64.73	56.45	43.51	24.12	23.69	28.91

Tabla 16 Características Técnicas Vigueta Pretensada 2

Como nuestro momento negativo es de 6,17 kN.m, hemos dispuesto **2Ø8** Mu =7.91KN.m (cumple la condición) en la **capa de compresión**.

Seguidamente se han calculado los cortantes, con el fin de deducir las acciones que llegan del forjado a las vigas de la estructura metálica de la nave.

Pd= 10,155 kN/m

ΣM1 =0 10,155x 5^2 /2 +6,17 -6,17 –R2x4,41 =0

R2=22,3417 kN / R1=22,392 kN

Cargas del cerramiento de la planta de oficinas

Tabla C.5 Peso propio de elementos constructivos

Elemento		Peso
Forjados		kN / m^2
	Chapa grecada con capa de hormigón; grueso total < 0,12 m	2
	Forjado unidireccional, luces de hasta 5 m; grueso total < 0,28 m	3
	Forjado uni o bidireccional; grueso total < 0,30 m	4
	Forjado bidireccional, grueso total < 0,35 m	5
	Losa maciza de hormigón, grueso total 0,20 m	5
Cerramientos y particiones (para una altura libre del orden de 3,0 m) incluso enlucido		kN / m
	Tablero o tabique simple; grueso total< 0,09 m	3
	Tabicón u hoja simple de albañilería; grueso total < 0,14 m	5
	Hoja de albañilería exterior y tabique interior; grueso total < 0,25 m	7
Solados (incluyendo material de agarre)		kN / m^2
	Lámina pegada o moqueta; grueso total < 0,03 m	0,5
	Pavimento de madera, cerámico o hidráulico sobre plastón; grueso total < 0,08 m	1,0
	Placas de piedra, o peldañeado; grueso total < 0,15 m	1,5
Cubierta, sobre forjado (peso en proyección horizontal)		kN / m^2
	Faldones de chapa, tablero o paneles ligeros	1,0
	Faldones de placas, teja o pizarra	2,0
	Faldones de teja sobre tableros y tabiques palomeros	3,0
	Cubierta plana, recrecido, con impermeabilización vista protegida	1,5
	Cubierta plana, a la catalana o invertida con acabado de grava	2,5
Rellenos		kN / m^3
	Agua en aljibes o piscinas	10
	Terreno , como en jardineras, incluyendo material de drenaje [1]	20

[1] El peso total debe tener en cuenta la posible desviación de grueso respecto a lo indicado en planos.

Tabla 17 Peso Propio elementos constructivos

9.3 Dimensionamiento y cargas trasmitidas por la escalera

Para el diseño de nuestra escalera de acceso a oficinas, hemos utilizado lo especificado en el documento básico SU (Seguridad de Utilización), concretamente en el apartado 4.2 referente a escaleras de uso general.

9.3.1 Peldaños

Según la normativa, la huella en los peldaños medirá como mínimo 28 cm, y en tramos rectos o curvos la contrahuella medirá como mínimo 13 cm y 18,5 como máximo. La huella H y la contrahuella C deben cumplir a lo largo de una misma escalera la siguiente relación:

54 cm ≤ 2C + H ≤ 70 cm

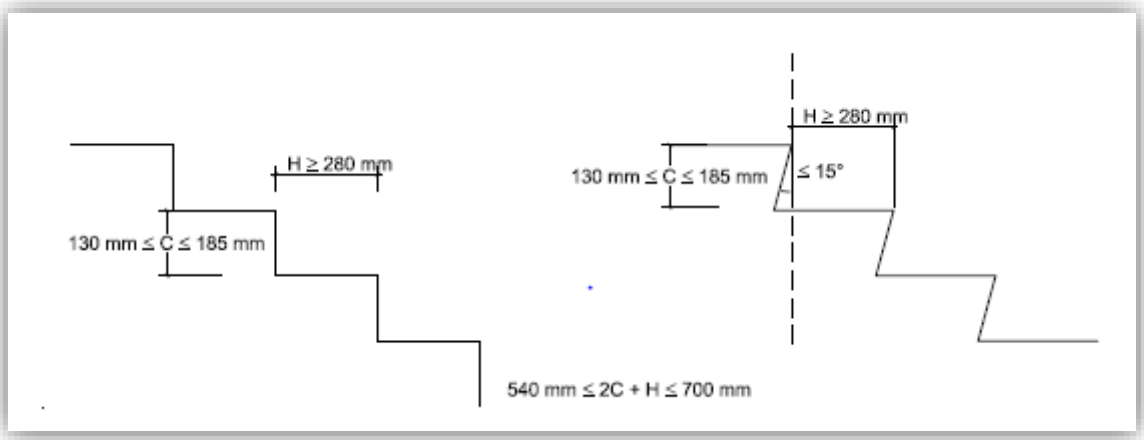


Ilustración 25 Configuración de los peldaños

Por tanto para nuestra escalera hemos dado una dimensión de huella de 31 cm y una contrahuella de 18 cm para todos los peldaños de la misma escalera, que nos cumple con la expresión anterior y con los requisitos fijados en el DB-SU.

9.3.2 Tramos:

La escalera que hemos diseñado consta de dos tramos para acceder a nuestras oficinas a una altura de 3 metros. Cumplimos la norma en cuanto a tener más de 3 peldaños por tramo y no superar la altura máxima de 3,20 metros.

En cuanto a la anchura útil mínima de tramo en función del uso de ha utilizado la siguiente tabla:

Tabla 4.1 Escaleras de *uso general*. Anchura mínima útil de tramo en función del uso

Uso de edificio o zona	Anchura útil mínima mm
Sanitario	
- Zonas destinadas a pacientes internos o externos con recorridos que obligan a giros iguales o mayores que 90º	1400
- Otras zonas	1200
Docente con escolarización infantil, en centros de enseñanza primaria y secundaria	1200
Pública concurrencia y *Comercial*	1200
Otros	1000

Tabla 18 Anchura mínima Escalera

Nuestro caso se considera otros por lo que utilizamos una anchura útil minima de 1m.

9.3.4 Meseta:

Se dispondrá una meseta en la parte superior para el acceso a la planta de oficinas de dimensiones 1x2.15 m.

9.3.5 Pasamanos:

Se dispondrá un pasamanos en uno de los laterales ya que el otro es contiguo a la pared de oficinas de 1.20 metros de altura según la norma.

Se a supuesto un peso de la barandilla de 0.5 Kn/m

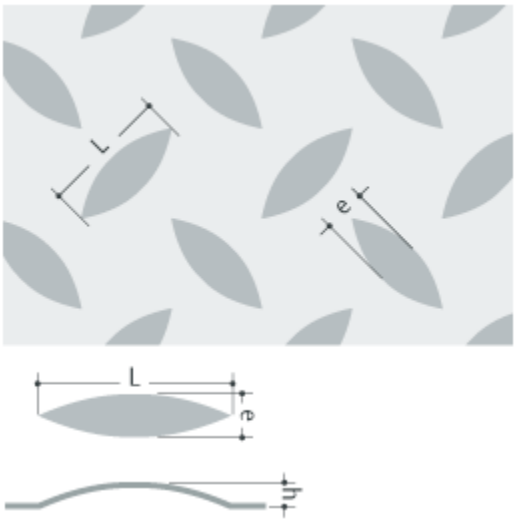
La altura estará comprendida entre 900 y 1100 mm según la norma.

La pendiente será de 30º siendo su proyección horizontal de 5.2m.

9.3.6 Acciones en la escalera

Para el peso propio de la chapa lagrimada de la escalera hemos utilizado un catálogo definiendo así las longitudes de la lagrima normalizada son 30 mm y el espesor aproximadamente de 10 mm con una altura de 1 a 2mm.

Relieve de lágrima según la norma DIN 59220:2000



Peso propio de la chapa lagrimal (kg/m2)

Espesor nominal (mm)	3	4	5	6	8	10
Masa de la chapa lagrimada	26	34	42	49	65	81

Detalle escalera metálica industrial:

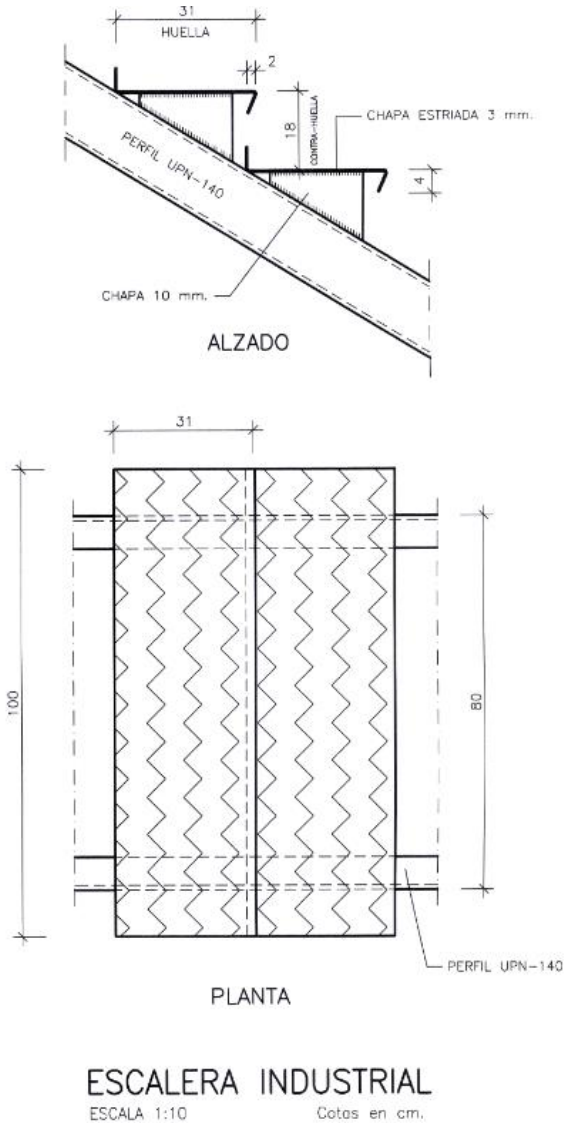


Ilustración 26 Detalle Escalera Industrial

Para la sobrecarga de uso se toma lo especificado en el código técnico CTE-DB-SE-AE perteneciente a la subcategoría de uso B (Zonas

administrativas).Dimensionando para una sobrecarga de uso repartida de 2kn/m2+1.

Utilizaremos perfiles UPN sobre los cuales descansa el peso propio de los escalones más la sobrecarga producida por el paso de personas y la barandilla.

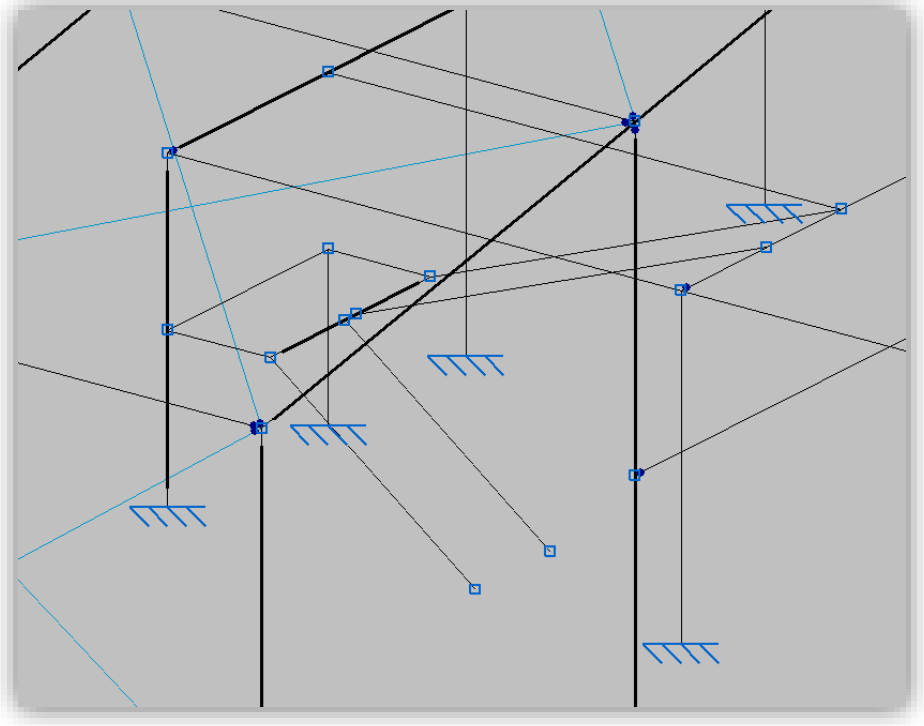


Ilustración 27 Vista 3D estructura de Escalera

La carga del peldaño más la sobrecarga de uso más los dos perfiles UPN lo resienten 2 perfiles IPE.

La escalera consta de 2 tramos rectos de 1.5 metros d altura cada tramo. La altura del forjado se encuentra a 3m de la solera de la nave industrial.

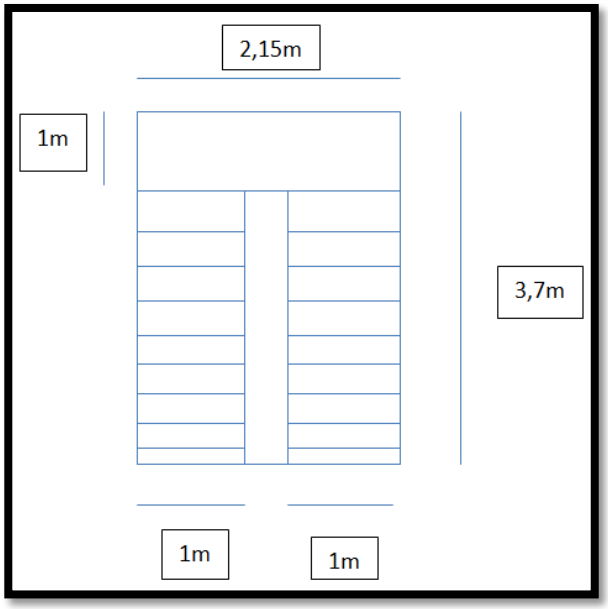


Ilustración 28 Geometría Escalera en Planta

Lo más importante son los cortantes que tienes que soportar los IPE, las reacciones Vz que se calculan a continuación debido a las cargas que tienen que soportar.

Para el cálculo de los UPN se ha optado como hipótesis para hacer un cálculo sencillo y aproximado real, viga biapoyada a mismo nivel sin ángulo de inclinación.

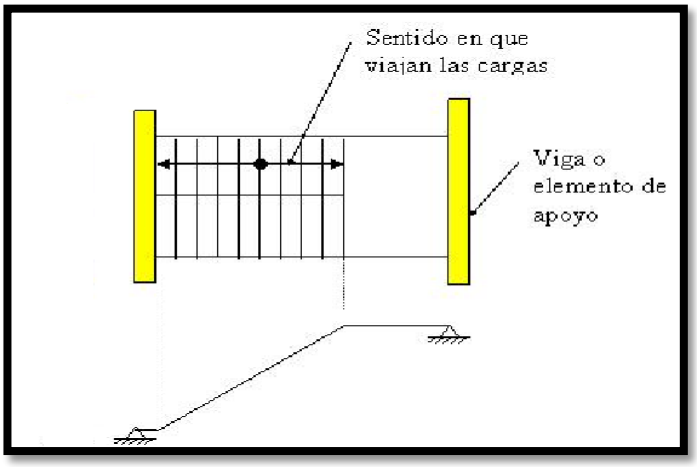


Ilustración 29 Modelización Escalera

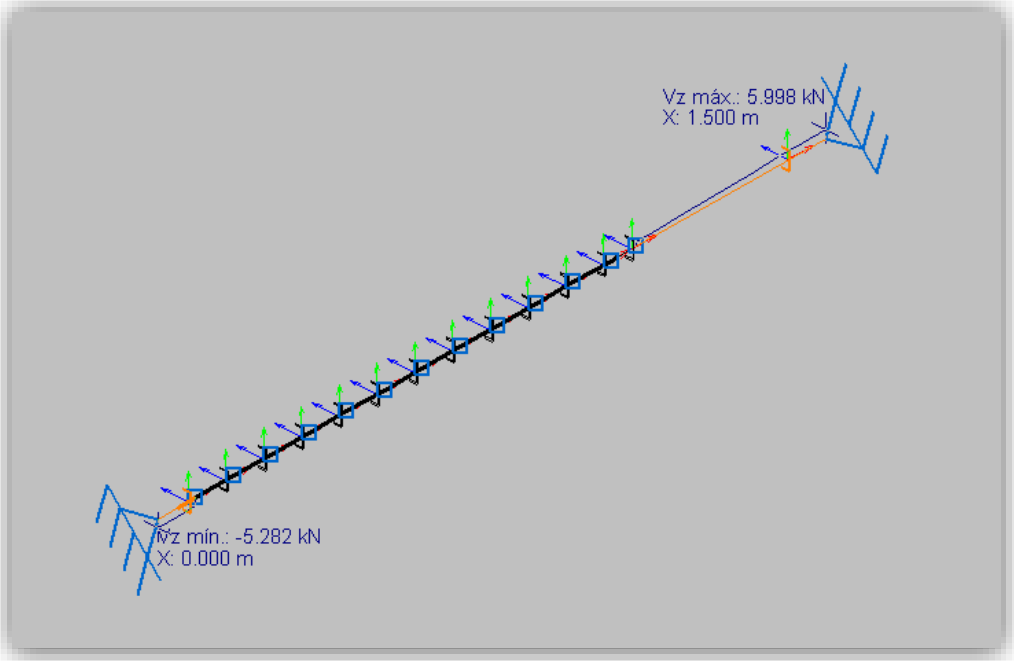


Ilustración 30 Detalle cálculo de escalera

El valor Vz min se da en el forjado superior o en la solera de la nave y Vz max se produce en la meseta, sirviendo estos valores para los dos tramos.

El resultado del dimensionamiento es un UPN140 las vigas y pilares que soportan la escalera las dimensiona el programa

10. CÁLCULO Y DIMENSIONAMIENTO DE LA ESTRUCTURA

Ya se dispone de todo lo necesario para calcular la estructura, por tanto, sin más dilaciones se procede a su cálculo. El programa usa el método de la matriz de rigidez, la cual construye a partir de algunos datos entre los cuales están las inercias de las barras descritas en el predimensionado.

Es aquí donde se verá la bondad de los predimensionamientos realizados y se comprobará el funcionamiento de las soluciones adoptadas.

10.1 Optimización de los perfiles en los pórticos

En un primer predimensionamiento el programa nos da perfiles HEB 400 en pilares y IPE 330 en los dinteles los cuales son válidos e intentaremos optimizarlos.

Observando la gráfica de tensión aprovechamiento nos damos cuenta que en la cumbre de los dinteles no está especialmente solicitado por lo que no es necesario disponer de una cartela en cumbrera, si la ponemos es por motivos estéticos o constructivos, pero no resistentes. También se observa que cuando llega a la cartela desciende la tensión porque hay más acero para absorber la misma carga. Si prescindimos de ella no pasaría nada.

Un poco más abajo se aprecia un valle en la gráfica, esto indica que esa zona es donde menos se aprovecha el perfil y por eso si tenemos que empalmar el perfil elegiremos esa zona. Para nuestra tipología es conveniente que el dintel se realice de una sola pieza.

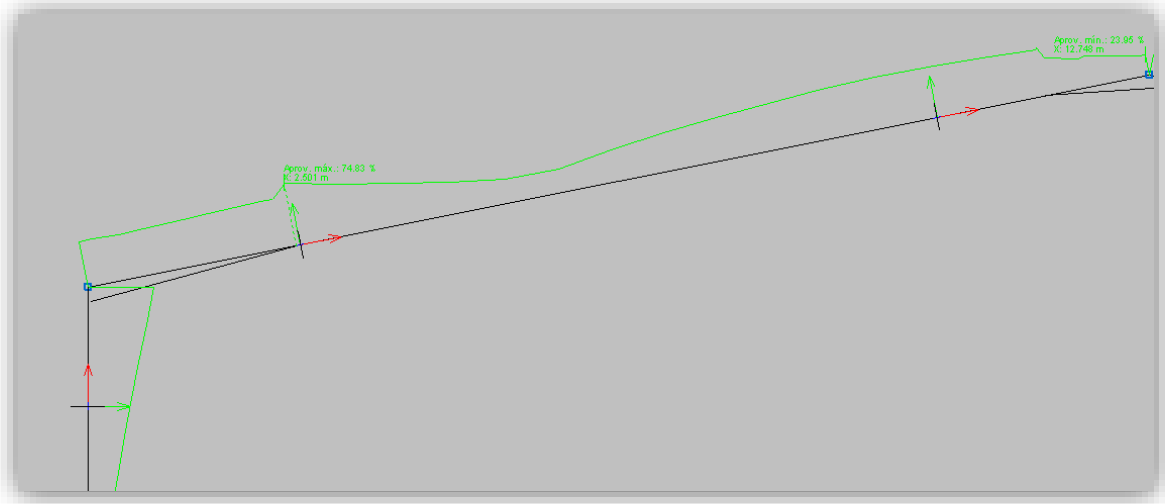


Ilustración 31 Detalle %Tensión/Aprovechamiento de perfiles

En la base de los dinteles la gráfica tiende a subir bruscamente, justo donde acaba la cartela se da el valor máximo de tensión coincidente con la tensión máxima de la pieza.

La envolvente en los pilares nos muestra que su punto crítico es el apoyo y esa tensión es la que nos obliga a elegir el perfil.

Probando un perfil más bajo IPE300 no entra por tensión y probablemente será debido a que aumentara el pico de tensiones rebasara los 275 MPa, pero el resto de la pieza tiene una tensión inferior a este limite, siendo conveniente comprobar si de alguna manera podemos satisfacer ese esfuerzo y reducir el perfil ahorrando mucho acero.

Consulta de esfuerzos y tensiones

Una vez realizado el cálculo de la estructura, una de las potentes herramientas que nos ofrece CYPE INGENIEROS es la visualización de los diferentes diagramas de esfuerzos, desplazamientos de barras, desplazamientos de nudos, envolventes para diferentes esfuerzos, etc.

Es recomendable consultar por lo menos los diagramas más importantes o significativos y comprobar que realmente las cosas funcionan como se pensaba en un principio, pues cualquier error importante que se hubiera cometido daría la cara en este momento.

Los diagramas que se van a consultar son el diagrama de envolventes de tensión, el diagrama de envolvente de flecha, el diagrama de momentos flectores, el diagrama de cortantes y el diagrama de esfuerzos axiles.

10.2 Dimensionamiento de los tirantes

Aplicación del método:

El hecho de que los tirantes o tensores sean barras de eje recto que sólo admiten esfuerzos de tracción en la dirección de su eje, implica que su modelización sólo sería estrictamente exacta si se hiciese un análisis no lineal de la estructura para cada combinación de hipótesis, en el que deberían suprimirse, en cada cálculo, todos aquellos tirantes cuyos axiles sean de compresión.

El método de cálculo es lineal y elástico con formulación matricial. Cada tirante se introduce en la matriz de rigidez con sólo el término de rigidez axil (AE/L), donde la misma es igual a la mitad de la rigidez axil real del tirante. De esta manera, se logran desplazamientos en el plano de la rigidización, similares a los que se obtendrían si la diagonal comprimida se hubiese suprimido del análisis matricial considerando el área real de la sección del tirante traccionado.

Para cada combinación de hipótesis, se obtienen los esfuerzos finales en cada tirante, y en aquellos en los que el axil resulte de compresión se procede de la siguiente manera:

Esfuerzos provenientes de cada una de las combinaciones en estudio:

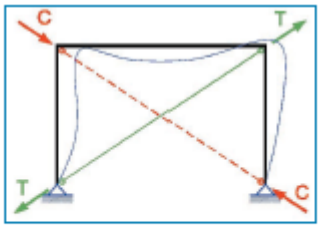


Fig. 3.56

T: esfuerzo axil en el tirante traccionado
C: esfuerzo axil en el tirante comprimido

A. Anulación del esfuerzo en el tirante comprimido.Asignación del valor de la compresión al tirante traccionado.

Se elimina el axil en el tirante comprimido (C=0) y se le suma al tirante traccionado (T*=T+|C|).

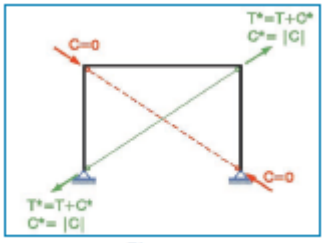


Fig. 3.57

B. Distribución (por descomposición de fuerzas) del incremento de axil en el tirante traccionado (C*)

El incremento de axil (C*) en el tirante se descompone en la dirección de las barras (o reacciones de vínculo) que acometen a los nudos.

N1, N2, N3, R1h, R1v, R2h, R2v,: esfuerzos y reacciones en los elementos que enmarcan la rigidización sin considerar el incremento de tracción en el tirante traccionado.

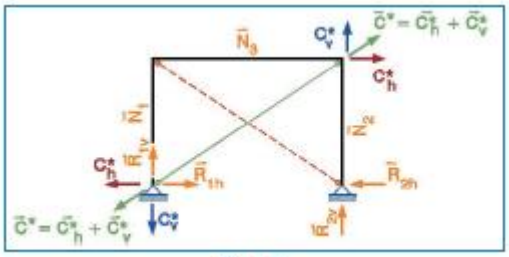


Fig. 3.58

C. Restitución del equilibrio en los nudos extremos de los tirantes. Equilibrio de fuerzas

En cada barra y vínculo externo del recuadro se hace la suma vectorial de las componentes del incremento de tracción (de igual valor absoluto que la compresión del tirante comprimido).

El estado final de esfuerzos y reacciones resulta como se indica en la siguiente figura:

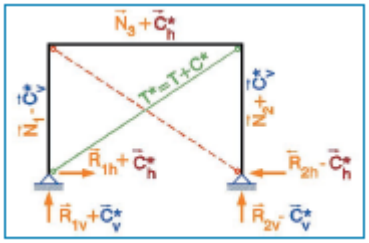


Fig. 3.59

Dichos valores se pueden consultar en cada barra o nudo por hipótesis y por combinaciones. Cada hipótesis es tratada como una combinación unitaria.

Listados de barras y tirantes:

A continuación se muestra un resumen de la medición de barras y tirantes, también se muestran las comprobaciones de resistencia y en ELU y las flechas de cada barra. Al ser este un trabajo final de grado se prescinde de introducir estos listados dado su extenso formato.

10.3 Dimensionamiento de las uniones

Las uniones en las estructuras metálicas en general son puntos críticos por lo que debemos definirlas y ejecutarlas cuidadosamente. Ya que se produce una concentración de tensiones importante y deben garantizar la conexión y transmisión de esfuerzos entre piezas.

La evaluación de estas tensiones y deformaciones solamente pueden obtenerse mediante el análisis experimental o utilizando métodos numéricos en el campo elastoplastico.

En taller se garantizan más la calidad de la unión por ello reduciremos al mínimo las uniones ejecutadas en obra concibiéndolas del modo más sencillo posible.

El peligro de defectos en las uniones ejecutadas en obra es mayor cuando se utiliza soldadura siendo recomendable utilizar uniones atornilladas asegurando una mayor calidad sin depender de mano de obra cualificada.

Ventajas uniones soldadas:

- Utilización de todo el material para piezas traccionadas.
- Posibilidad de uniones a tope con una mejor distribución de tensiones en la misma.
- Como consecuencia estructuras más ligeras
- Fácil formación de solidos de igual resistencia
- Uniones Rígidas y estructuras homogéneas y continuas

Inconvenientes uniones soldadas:

- Introducción de tensiones internas (Producto del ciclo térmico del soldeo)
- Rotura frágil y por fatiga (cargas dinámicas)

El programa se basa en la norma del CTE DB SE-A: Apartado 8.6 Resistencia de los medios de unión. Uniones Soldadas para definir materiales, disposiciones constructivas así como las comprobaciones a realizar.

El programa define las uniones ejecutadas en taller y en el lugar de montaje su designación así como el espesor de garganta y longitud de cada cordón.

Tipos de Uniones/funcionamiento y elementos principales:

Los criterios de proyecto y ejecución de este tipo de uniones dependen del proceso de fabricación transporte y montaje.

Uniones resistentes a esfuerzos de flexión se clasifican en :

- **RIGIDAS:** Mantiene el ángulo que forman las piezas enlazadas, giro del nudo igual al de la barras.

- **SEMIRIGIDAS:** Uniones flexibles en las que se produce un giro relativo entre las barras enlazadas al nudo, transmiten momento. Se unen a piezas que coartan el giro.

- **SIMPLES/ARTICULADAS:** La barra se une sin coartar sus giros y sin transmitir momento.

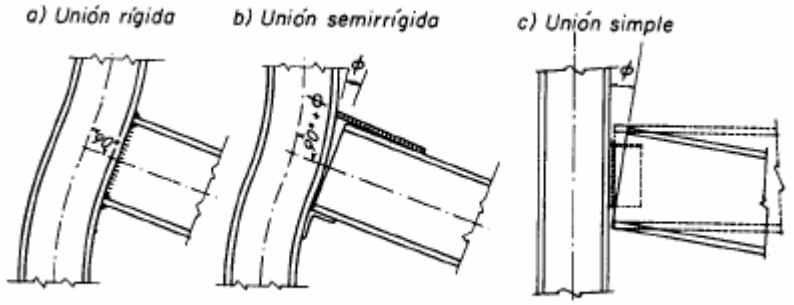


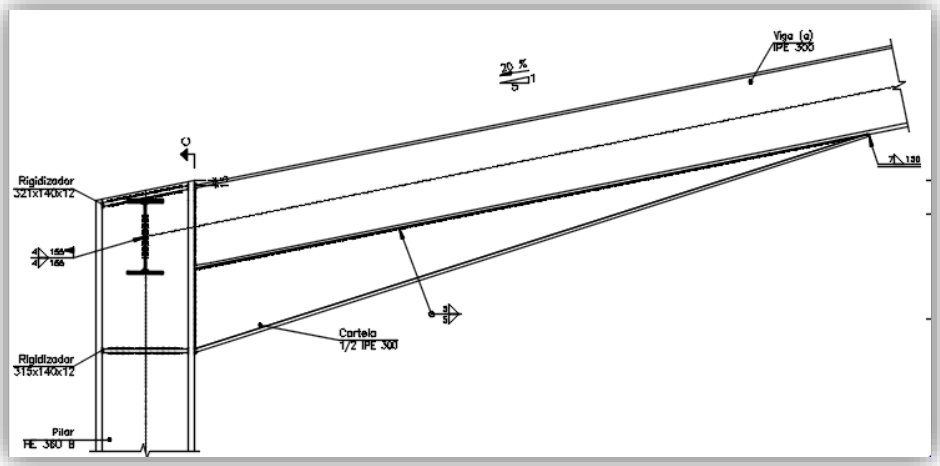
Figura 03. Uniones resistentes a flexión

Apoyos sobre de angulares para unión semirigida y que se suelen disponer para la fijación provisional de la viga

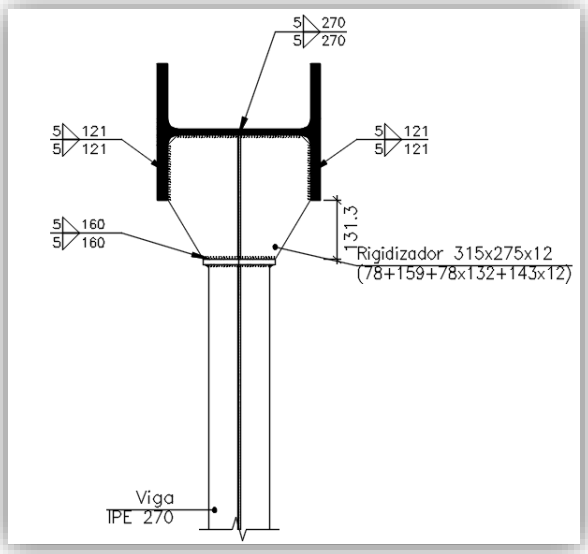
Unión pilar-dintel

Rígidas: Uniones por soldadura de vigas doble T a soportes en las que se materializa la continuidad de las alas a través del soporte mediante rigidizaodores.

Pórticos Interiores(Con cartelas):características y 3D



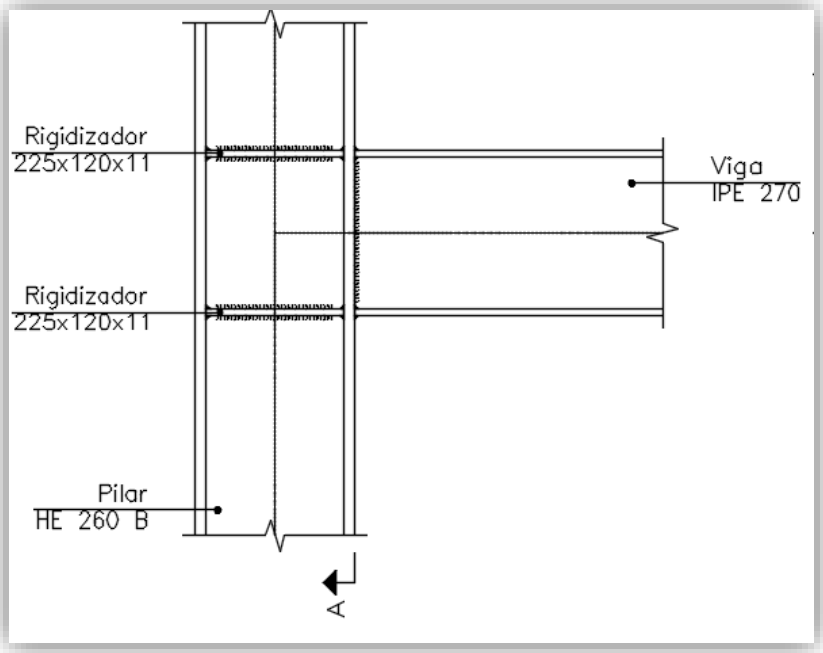
Pórticos de fachada: 3d



Chapa de conexión por razones de montaje para mejorar el ajuste de las piezas y mejorando la transmisión de fuerzas unidos atope.

Unión vigas-pilar

Rígida:



Articuladas: Las uniones por soldadura del alma de una viga metálica doble t sin unión de las alas al pilar. El cordón de soldadura Lv se recomienda el comprendido entre la mitad y dos tercios de la altura útil del alma.

Una longitud de soldadura superior a este valor hace que esta unión no sea considerable como articulada ya que crea un momento de empotramiento que al no ser despreciable puede originar el agrietamiento de la soldadura.

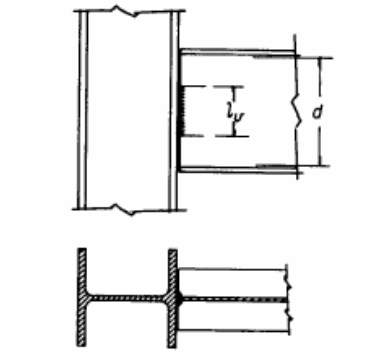


Figura 06. Unión soldada articulada

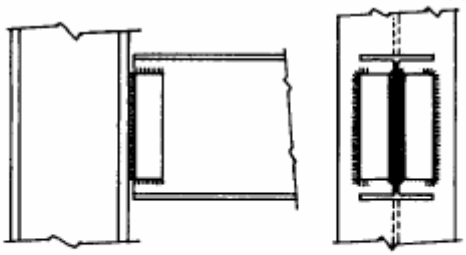
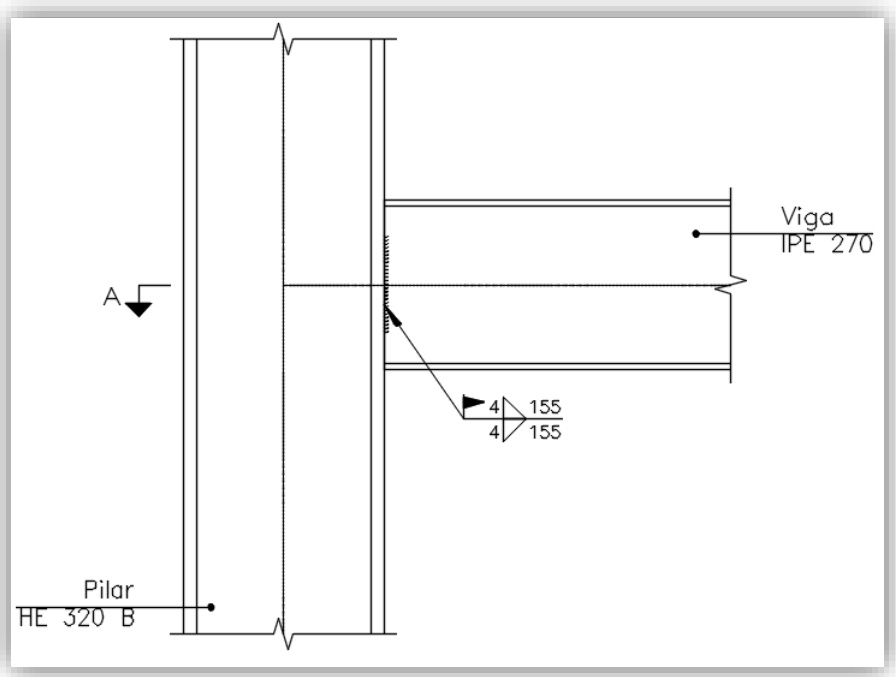


Figura 05. Unión soldada articulada



10.3.1 Placas de Anclaje

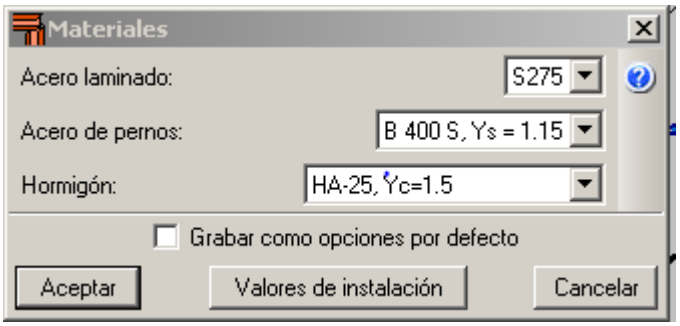


Ilustración 32 Datos generales Placas de Anclaje

Vamos a dimensionar tres tipos de placas de anclaje, un primer grupo para los pilares de los pórticos centrales, otro para los pilares de los hastiales y otras para los pilares del forjado de cimentación.

Rigidizaciones:

Se disponen de cartelas de rigidizacion en el arranque del pilar desde la placa y pernos en forma de gancho 180º para mejorar la adherencia y reducir la longitud de los pernos.Placas pilares pórticos centrales:

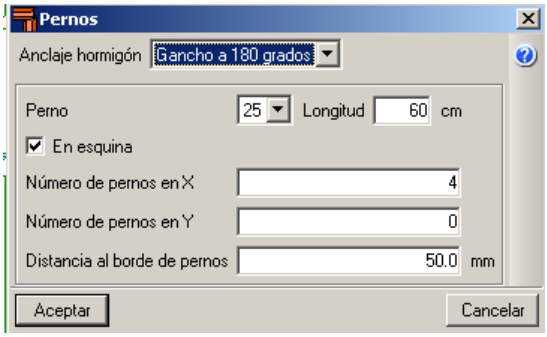


Ilustración 33 Detalle Pernos de Anclaje

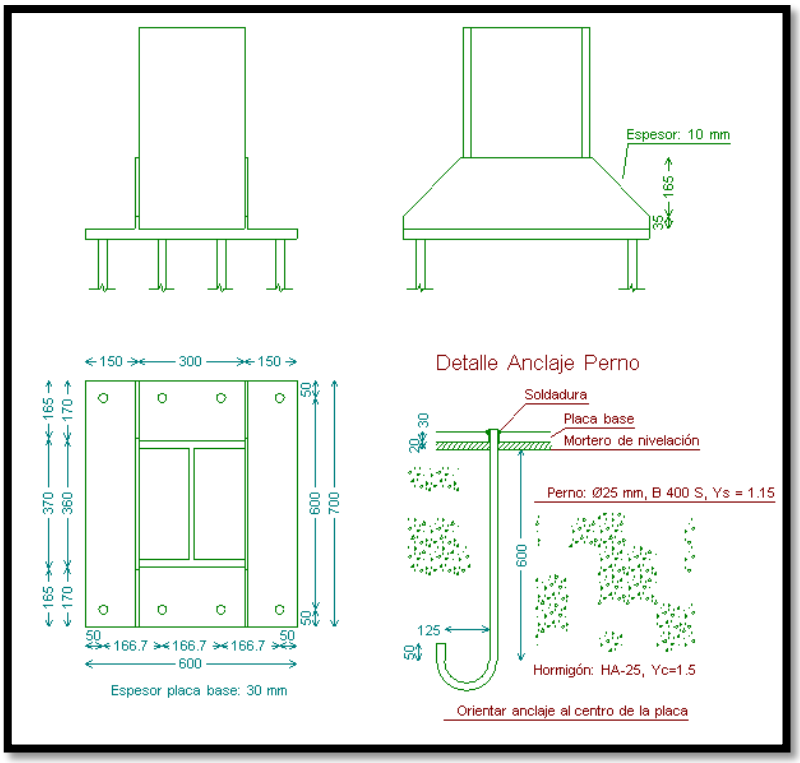
A continuación se muestra el listado de las comprobaciones que realiza el programa.

Referencia: N16 -Placa base: Ancho X: 600 mm Ancho Y: 700 mm Espesor: 30 mm -Pernos: 8Ø25 mm L=60 cm Gancho a 180 grados -Disposición: Posición X: Centrada Posición Y: Centrada -Rigidizadores: Paralelos X: - Paralelos Y: 2(200x35x10.0)		
Comprobación	Valores	Estado
Separación mínima entre pernos: *3 diámetros*	Mínimo: 75 mm Calculado: 167 mm	Cumple
Separación mínima pernos-borde: *1.5 diámetros*	Mínimo: 37 mm Calculado: 50 mm	Cumple
Esbeltez de rigidizadores: - Paralelos a Y:	Máximo: 50 Calculado: 45.5	Cumple
Longitud mínima del perno: *Se calcula la longitud de anclaje necesaria por adherencia.*	Mínimo: 25 cm Calculado: 25 cm	Cumple
Anclaje perno en hormigón: - Tracción: - Cortante: - Tracción + Cortante:	 Máximo: 166.68 kN Calculado: 139.01 kN Máximo: 116.68 kN Calculado: 10.35 kN Máximo: 166.68 kN Calculado: 153.8 kN	 Cumple Cumple Cumple
Tracción en vástago de pernos:	Máximo: 157.12 kN Calculado: 125.05 kN	Cumple
Tensión de Von Mises en vástago de pernos:	Máximo: 400 MPa Calculado: 257.264 MPa	Cumple
Aplastamiento perno en placa: *Límite del cortante en un perno actuando contra la placa*	Máximo: 412.5 kN Calculado: 9.26 kN	Cumple
Tensión de Von Mises en secciones globales: - Derecha: - Izquierda: - Arriba: - Abajo:	Máximo: 275 MPa Calculado: 52.9645 MPa Calculado: 53.1353 MPa Calculado: 204.405 MPa Calculado: 187.899 MPa	 Cumple Cumple Cumple Cumple
Flecha global equivalente: *Limitación de la deformabilidad de los vuelos* - Derecha: - Izquierda: - Arriba: - Abajo:	 Mínimo: 250 Calculado: 10196.6 Calculado: 6978.97 Calculado: 4523.39 Calculado: 5360.11	 Cumple Cumple Cumple Cumple
Tensión de Von Mises local: *Tensión por tracción de pernos sobre placas en voladizo*	Máximo: 275 MPa Calculado: 201.752 MPa	Cumple

Referencia: N16 -Placa base: Ancho X: 600 mm Ancho Y: 700 mm Espesor: 30 mm -Pernos: 8Ø25 mm L=60 cm Gancho a 180 grados -Disposición: Posición X: Centrada Posición Y: Centrada -Rigidizadores: Paralelos X: - Paralelos Y: 2(200x35x10.0)		
Comprobación	Valores	Estado
Se cumplen todas las comprobaciones		
Avisos:		
- La longitud de anclaje necesaria para los pernos (60.0 cm) es mayor que la disponible (25.0 cm).		
Información adicional:		
- Relación rotura pésima sección de hormigón: 0.195		
- Punto de tensión local máxima: (-0.15, 0.18)		

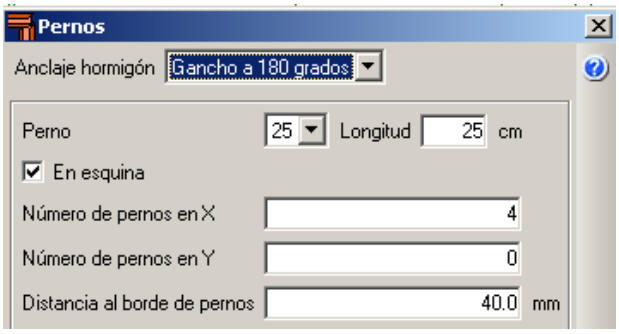
Tabla 19 Comprobación Placas de Anclaje

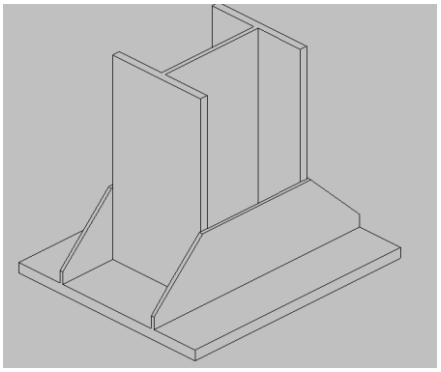
Detalles geometría Placas pórticos interiores:



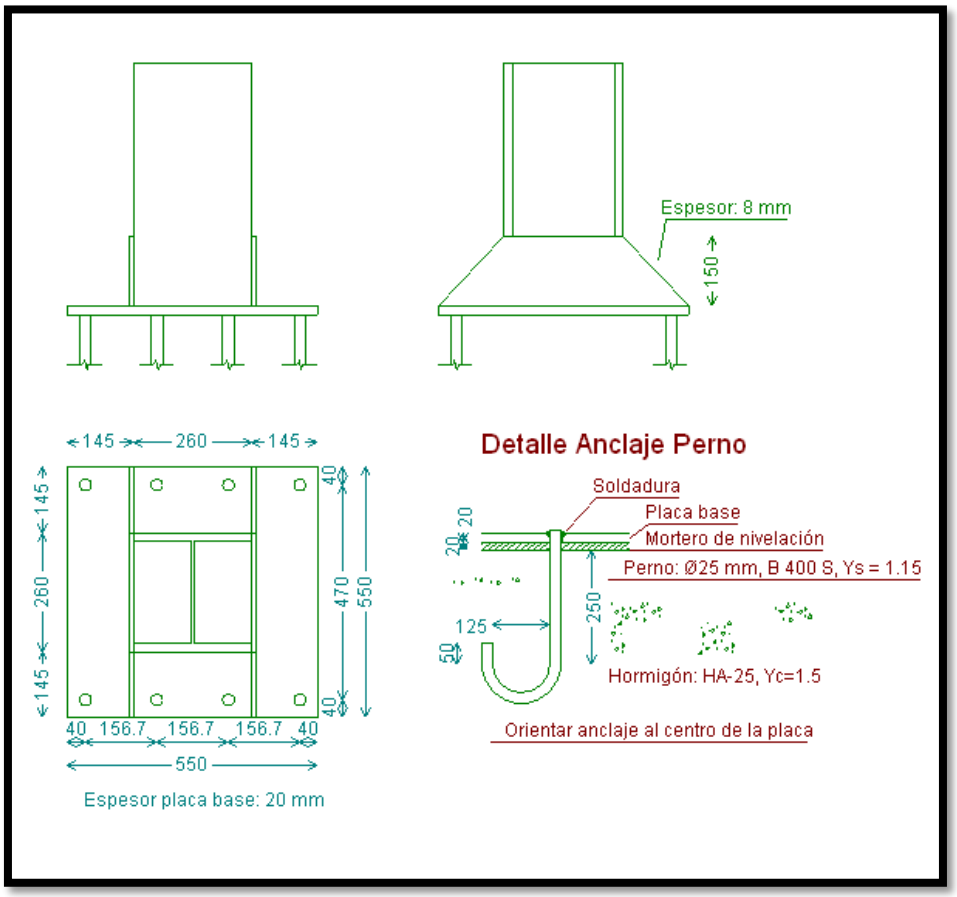
Placas para los muros hastiales y esquina:

Geometría y tipología de pernos de anclaje

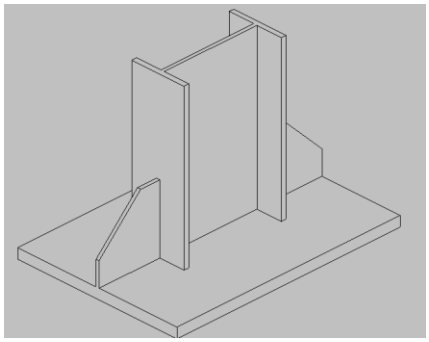




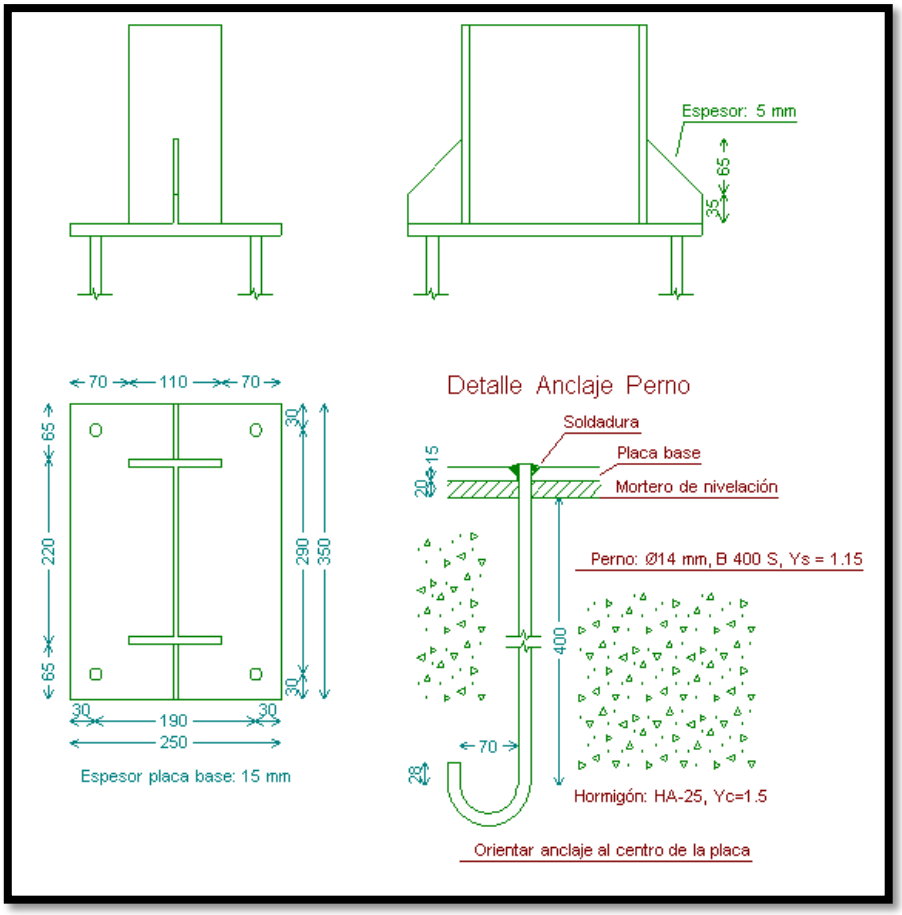
Detalles geometría Placas pórticos hastiales:



Placas para los pilares del forjado:



Detalles geometría Placas pilares de forjado:



10.4 Comprobación resistencia frente a Sismo

Para la comprobación de sismo se analiza el modo de vibración que moviliza más masa en nuestra estructura tanto en el eje X como en el Y, para ello hemos definido el número de modos necesarios.

Se debería analizar la deformada en el modo más desfavorable y comprobar que cumple con la normativa. Los tirantes de arriostramiento de la nave ayudan a aquí la estructura trabaje de modo uniforme, resistiendo mejor la deformación.

Sismo dinámico

Datos generales de sismo

Norma de Construcción Sismorresistente NCSE-02

No se realiza análisis de los efectos de 2º orden

Acción sísmica según X

Acción sísmica según Y

Provincia: VALENCIA Término: XATIVA

Clasificación de la construcción: Construcciones de importancia normal

Aceleración sísmica básica (a_b): 0.070 g, (siendo 'g' la aceleración de la gravedad)

Coeficiente de contribución (K): 1.00

Coeficiente adimensional de riesgo (ρ): 1

Coeficiente según el tipo de terreno (C): 1.30 (Tipo II)

Coeficiente de amplificación del terreno (S): 1.040

Aceleración sísmica de cálculo ($a_c = S \times \rho \times a_b$): 0.073 g

Método de cálculo adoptado: Análisis modal espectral

Amortiguamiento: 4% (respecto del amortiguamiento crítico)

Número de modos: 12

Coeficiente de comportamiento por ductilidad: 2 (Ductilidad baja)

	T	Lx	Ly	Mx	My	Hipótesis X(1)	Hipótesis Y(1)
Modo 1	14.153	1	0	6.91 %	0 %	R = 2 A = 0.063 m/s² D = 321.916 mm	R = 2 A = 0.063 m/s² D = 321.916 mm
Modo 2	0.554	0	1	0 %	0.08 %	R = 2 A = 0.92 m/s² D = 7.15392 mm	R = 2 A = 0.92 m/s² D = 7.15392 mm
Modo 3	0.554	0	1	0 %	0.08 %	R = 2 A = 0.92 m/s² D = 7.15392 mm	R = 2 A = 0.92 m/s² D = 7.15392 mm
Modo 4	13.224	1	0	2.28 %	0 %	R = 2 A = 0.063 m/s² D = 281.035 mm	R = 2 A = 0.063 m/s² D = 281.035 mm
Modo 5	14.15	1	0	0 %	0 %	R = 2 A = 0.063 m/s² D = 321.78 mm	R = 2 A = 0.063 m/s² D = 321.78 mm
Modo 6	14.15	1	0	0 %	0 %	R = 2 A = 0.063 m/s² D = 321.78 mm	R = 2 A = 0.063 m/s² D = 321.78 mm
Modo 7	9.007	1	0	2.3 %	0 %	R = 2 A = 0.063 m/s² D = 130.37 mm	R = 2 A = 0.063 m/s² D = 130.37 mm
Modo 8	1.945	0	1	0 %	7.21 %	R = 2 A = 0.261 m/s² D = 25.0038 mm	R = 2 A = 0.261 m/s² D = 25.0038 mm
Modo 9	0.85	0.0038	1	0 %	9.14 %	R = 2 A = 0.598 m/s² D = 10.9436 mm	R = 2 A = 0.598 m/s² D = 10.9436 mm
Modo 10	0.686	0.9999	0.0155	8.83 %	0 %	R = 2 A = 0.741 m/s² D = 8.83739 mm	R = 2 A = 0.741 m/s² D = 8.83739 mm
Modo 11	0.624	0.9798	0.2002	6.07 %	0.25 %	R = 2 A = 0.816 m/s² D = 8.05471 mm	R = 2 A = 0.816 m/s² D = 8.05471 mm
Modo 12	0.616	0.1117	0.9937	0.19 %	15.23 %	R = 2 A = 0.826 m/s² D = 7.94798 mm	R = 2 A = 0.826 m/s² D = 7.94798 mm

- T = Periodo de vibración en segundos.
- Lx, Ly = Coeficientes de participación normalizados en cada dirección del análisis.
- Mx, My = Porcentaje de masa desplazada por cada modo en cada dirección del análisis.
- R = Relación entre la aceleración de cálculo usando la ductilidad asignada a la estructura y la aceleración de cálculo obtenida sin ductilidad.
- A = Aceleración de cálculo, incluyendo la ductilidad.
- D = Coeficiente del modo, equivale al desplazamiento máximo del grado de libertad dinámico.

Masa total desplazada

	Masa total desplazada
Masa X	26.58 %
Masa Y	31.99 %

10.5 Comprobación de la resistencia a Fuego

Resistencia al fuego

Perfiles de acero

Norma: CTE DB SI. Anejo D: Resistencia al fuego de los elementos de acero.

Resistencia requerida: R 60

Revestimiento de protección: Placa de vermiculita-perlita con cemento

Densidad: 800.0 kg/m³

Conductividad: 0.20 W/(m·K)

Calor específico: 1200.00 J/(kg·K)

El espesor mínimo necesario de revestimiento para cada barra se indica en la tabla de comprobación de resistencia.

11. DIMENSIONAMIENTO DE LA CIMENTACION

Al no disponer del dato de la tensión admisible del terreno real podemos obtener datos orientativos de tensiones admisibles de diferentes terrenos según su constitución.

Importar valores usuales de proyecto

Tipo de terreno	S1 (MPa)	S2 (MPa)
Grava	0.294	0.441
Arena densa	0.245	0.368
Arena semidensa	0.196	0.294
Arena suelta	0.098	0.147
Limo	0.118	0.177
Arcilla dura	0.245	0.368
Arcilla semidura	0.147	0.221
Arcilla blanda	0.098	0.147

Aceptar Cancelar

Se opta por realizar una cimentación a base de zapatas centradas rectangulares aisladas de hormigón armado.

Toda la cimentación se encuentra unida perimetralmente por las vigas de atado, aunque no sea de aplicación obligatoria en este caso es recomendable, ya que hace que la estructura trabaje conjuntamente y resista mejor las acciones horizontales provocadas por el seísmo.

Comenzamos realizando un cálculo iterativo con el programa para obtener la mejor solución al dimensionamiento tanto de las zapatas como de las vigas de atado.

Optimizar la zapata:

Lo más óptimo no es que la zapata sea cuadrada ya lo que prima es resistir el momento al vuelco (Lo más condicionante). Por tanto decidimos dimensionar la zapata haciéndola crecer en dirección del mayor momento que sufra.

Otra opción para reducir costes es hacerla más profunda para ahorrarnos hormigón de limpieza si el terreno requiriera sanear los pozos a una profundidad grande.

A continuación se muestra el listado de comprobación de una de las zapatas de los pórticos intermedios.

Referencia: N31 Dimensiones: 200 x 390 x 80 Armados: Xi:Ø16c/25 Yi:Ø16c/25 Xs:Ø16c/25 Ys:Ø16c/25		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: *Criterio de CYPE Ingenieros*		
- Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 0.24525 MPa Calculado: 0.149897 MPa	Cumple
- Tensión media en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 0.367875 MPa Calculado: 0.0575847 MPa	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes sin viento:	Máximo: 0.306562 MPa Calculado: 0.11566 MPa	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes con viento:	Máximo: 0.306562 MPa Calculado: 0.301461 MPa	Cumple
- Tensión máxima en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 0.459795 MPa Calculado: 0.115954 MPa	Cumple

Referencia: N31 Dimensiones: 200 x 390 x 80 Armados: Xi:Ø16c/25 Yi:Ø16c/25 Xs:Ø16c/25 Ys:Ø16c/25		
Comprobación	Valores	Estado
Vuelco de la zapata: *Si el % de reserva de seguridad es mayor que cero, quiere decir que los coeficientes de seguridad al vuelco son mayores que los valores estrictos exigidos para todas las combinaciones de equilibrio.*		
- En dirección X:	Reserva seguridad: 1088.3 %	Cumple
- En dirección Y:	Reserva seguridad: 22.8 %	Cumple
Flexión en la zapata:		
- En dirección X:	Momento: 17.12 kN·m	Cumple
- En dirección Y:	Momento: 255.18 kN·m	Cumple
Cortante en la zapata:		
- En dirección X:	Cortante: 2.35 kN	Cumple
- En dirección Y:	Cortante: 186.98 kN	Cumple
Compresión oblicua en la zapata: *Criterio de CYPE Ingenieros*		
- Situaciones persistentes:	Máximo: 5000 kN/m² Calculado: 67.7 kN/m²	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 5769.2 kN/m² Calculado: 20.7 kN/m²	Cumple
Canto mínimo: *Artículo 58.8.1 (norma EHE-08)*	Mínimo: 25 cm Calculado: 80 cm	Cumple
Espacio para anclar arranques en cimentación: - N31:	Mínimo: 68 cm Calculado: 72 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: *Artículo 42.3.5 (norma EHE-08)*	Mínimo: 0.001	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 0.0011	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 0.0011	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.0011	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 0.0011	Cumple
Cuantía mínima necesaria por flexión: *Artículo 42.3.2 (norma EHE-08)*	Calculado: 0.0011	
- Armado inferior dirección X:	Mínimo: 0.0001	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Mínimo: 0.001	Cumple
- Armado superior dirección X:	Mínimo: 0.0001	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Mínimo: 0.0004	Cumple

Referencia: N31 Dimensiones: 200 x 390 x 80 Armados: Xi:Ø16c/25 Yi:Ø16c/25 Xs:Ø16c/25 Ys:Ø16c/25		
Comprobación	Valores	Estado
Diámetro mínimo de las barras: *Recomendación del Artículo 58.8.2 (norma EHE-08)*	Mínimo: 12 mm	
- Parrilla inferior:	Calculado: 16 mm	Cumple
- Parrilla superior:	Calculado: 16 mm	Cumple
Separación máxima entre barras: *Artículo 58.8.2 (norma EHE-08)*	Máximo: 30 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 25 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 25 cm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 25 cm	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 25 cm	Cumple
Separación mínima entre barras: *Recomendación del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. ed. INTEMAC, 1991*	Mínimo: 10 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 25 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 25 cm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 25 cm	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 25 cm	Cumple
Longitud de anclaje: *Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. ed. INTEMAC, 1991*		
- Armado inf. dirección X hacia der:	Mínimo: 16 cm Calculado: 16 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Mínimo: 16 cm Calculado: 16 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 16 cm Calculado: 98 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 35 cm Calculado: 98 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia der:	Mínimo: 21 cm Calculado: 21 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia izq:	Mínimo: 21 cm Calculado: 21 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 21 cm Calculado: 98 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 21 cm Calculado: 98 cm	Cumple
Longitud mínima de las patillas:	Mínimo: 16 cm	

Referencia: N31		
Dimensiones: 200 x 390 x 80		
Armados: Xi:Ø16c/25 Yi:Ø16c/25 Xs:Ø16c/25 Ys:Ø16c/25		
Comprobación	Valores	Estado
- Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 16 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 16 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia der:	Calculado: 21 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia izq:	Calculado: 21 cm	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional:		
- Zapata de tipo rígido (Artículo 58.2 (norma EHE-08))		
- Relación rotura pésima (En dirección X): 0.03		
- Relación rotura pésima (En dirección Y): 0.74		
- Cortante de agotamiento (En dirección X): 1343.77 kN		
- Cortante de agotamiento (En dirección Y): 689.15 kN		

Tensión admisible del terreno:

La primera comprobación es la de resistencia del terreno, la tensión medio no debe superar la tensión admisible evitando así que nuestra zapata punzonara el terreno.

Observamos el aprovechamiento de esta tensión para las diferentes combinaciones.

En este caso solo se aprovecha 0.149 Mpa

Calculado: 0.149897 MPa

Máximo: 0.24525 MPa

Tensión máxima en situaciones persistentes con viento: Máximo: 0.306562 MPa

Calculado: 0.301461 MPa

En combinación con el viento el momento de vuelco el bastante alto.

Para las zapatas de laterales dimensionares aumentando la geometría de la zapata en dirección del máximo momento.

Para las zapatas de los muros hastiales y el forjado las mantendremos cuadradas ya no se transmiten flectores excesivos.

Vuelco de la zapata

Buscar en power y extrapolar datos de estudios geotécnicos

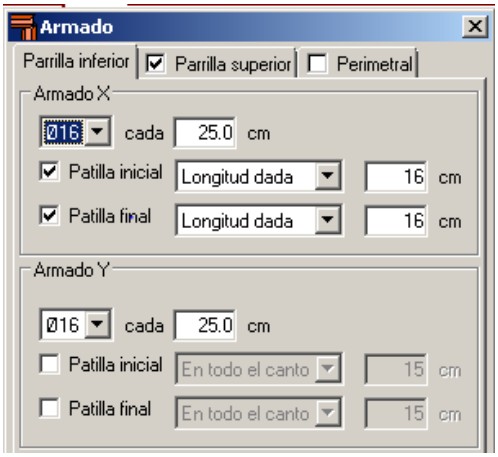
En cuanto al vuelto nos indica el porcentaje de reserva, debe estar lo mas cercano a cero posible.

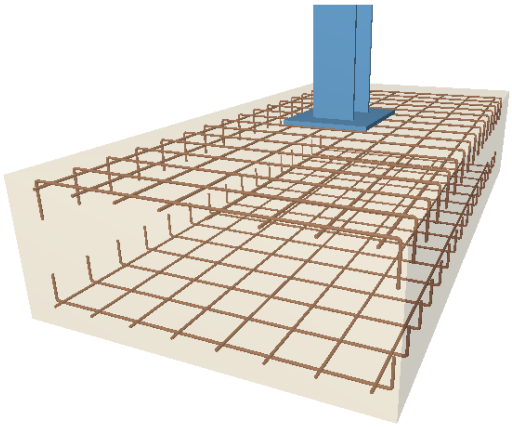
Armado de la zapata

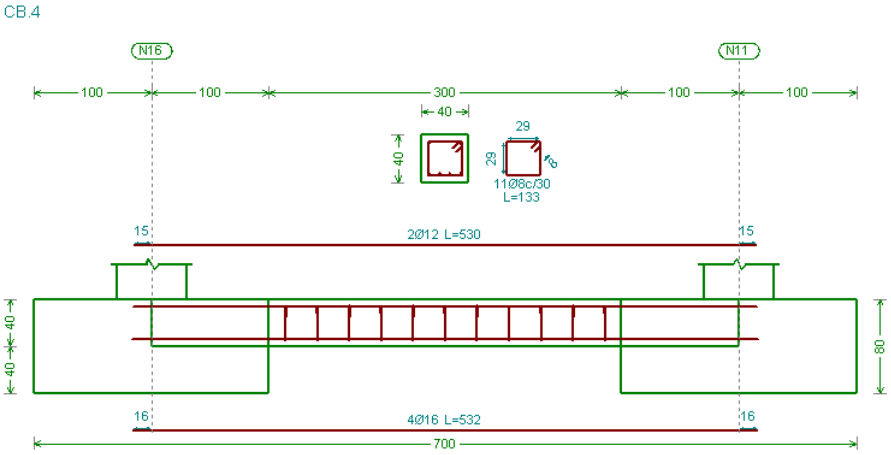
Disponemos de armadura en la cara superior e inferior de la zapata para absorber las tracciones que se generen

La flexión de la zapata se produce al apoyar perimetralmente en el terreno y aplicar una carga en el centro, esto genera tensiones (trabaja como una biapoyada) que hacen trabajar la cara inferior a tracción.

También puede flectar hacia arriba cuando haya un viento fuerte que tienda succionar la cubierta, el pilar tendería a arrancarse de la zapata siendo el peso de esta el que lo sujetara al propio pilar al suelo, en este caso sería la cara superior la que trabajara por ello se dispone de un emparrillado superior.





Vigas de atado:

Son elementos estructurales generalmente de hormigon armado que unen las zapatas de cimentacion y tiene como finalidad absorber las posibles acciones horizontales evitando el desplazmientos y asegurando el enrase de toda la cimentacion y mejorando el comportamiento en su conjunto.