

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE CARTAGENA
ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIERÍA DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS Y DE INGENIERÍA DE MINAS



TRABAJO DE FIN DE GRADO

Proyecto Estructural de Construcción Metálica
Pol. Ind. 174 Parcela 156 – Torrecilla. Lorca (Murcia)

Titulación: Graduado en Ingeniería Civil

Alumno: D. Andrés Manuel González Landín
Director: Dr. Antonio Tomás Espín

Cartagena, Septiembre de 2016



AGRADECIMIENTOS

He de expresar mi profundo agradecimiento a todas aquellas personas que me han dado la oportunidad de desarrollarme, tanto intelectual como personalmente. Su influencia es especialmente importante para poder llegar al punto en el que me encuentro, finalizando una carrera y el trabajo final de la misma.

No puedo nombrar a todos, pero sí quiero reconocer específicamente su valor a algunos de ellos:

Mis padres, que me han brindado la oportunidad de estudiar y siempre me han apoyado en todo, les estoy inmensamente agradecido. Y por supuesto, a mis hermanos y demás familia que siempre han estado ahí con su incondicional apoyo.

D. Antonio Tomás Espín, mi director de trabajo, cuya importancia ha sido vital en el desarrollo del mismo por aportar sus conocimientos y su experiencia. También agradecer a todos mis profesores de la UPCT su tiempo y dedicación, así como sus valiosas enseñanzas.

Y, finalmente, mi novia, mis amigos y mis compañeros de clase, por su ánimo y apoyo desinteresado en todo momento.



MOTIVACIÓN

Los motivos de la elección de este tema para el proyecto de fin de grado son muy variados. Por una parte, permite utilizar ampliamente los conocimientos adquiridos a lo largo de la carrera, específicamente en el ámbito de las estructuras, tanto de hormigón como metálicas. Por lo que consideré que podría ser gratificante poner en práctica dichos conocimientos obtenidos con tanta dedicación y esfuerzo en un proyecto real y completo.

Además, el hecho de proyectar una estructura real, además de considerarlo como un reto, me motiva bastante lo que ello conlleva, es decir, investigar datos en las ordenanzas urbanísticas, catastro, estudios geotécnicos y demás información pública necesaria para su realización.

También, observé que las naves industriales son una solución muy común para distintos sectores y actividades, como almacenaje, fábricas o comercios, por lo que consideré que sería interesante aprender a diseñar y calcular este tipo de obra tan común y básica.

Otro de los motivos, y el que me convenció para elegir este tema, fue que en un futuro podría servir para la construcción real de la nave, destinada a la empresa familiar.

Por último, consideré utilizar el programa CYPE Ingenieros para el diseño y cálculo de la obra, debido a que es uno de los programas más utilizados en el mundo laboral, lo que me animó bastante la idea de aprender a utilizarlo.



ÍNDICE

LISTADO DE TABLAS.....	6
LISTADO DE FIGURAS.....	8
Capítulo 1. INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS.....	10
1.1. OBJETIVOS.....	11
1.2. NORMATIVA.....	11
Capítulo 2. DATOS DE PARTIDA	13
2.1. OBJETO	14
2.2. EMPLAZAMIENTO.....	14
2.3. DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO	16
2.4. MATERIALES	18
2.4.1. Acero estructural.....	18
2.4.2. Acero pasivo	19
2.4.3. Hormigón estructural	19
2.4.4. Hormigón de limpieza	22
2.5. CARACTERÍSTICAS DEL TERRENO DE CONSTRUCCIÓN	22
2.5.1. Cotas del terreno. Nivelación	22
2.5.2. Características del geotécnicas.	22
2.5.3. Limpieza del solar. Excavación.	22
2.6. CERRAMIENTOS.....	24
2.7. ESTRUCTURA Y CUBIERTAS	24
2.8. ACCIONES	25
2.8.1. Acciones permanentes.....	25
2.8.2. Acciones variables	29
2.8.3. Acciones accidentales	61
2.9. COMBINACIÓN DE ACCIONES	64



Capítulo 3. PÓRTICO INTERIOR	73
3.1. CORREAS.....	74
3.2. PILARES.....	75
3.2.1. E.L.S. Deformación	76
3.2.2. E.L.U. Resistencia.....	79
3.2.3. E.L.U. Pandeo	81
3.3. JÁCENAS	83
3.3.1. E.L.S. Deformación	83
3.3.2. E.L.U. Resistencia.....	85
3.3.3. E.L.U. Pandeo	91
3.4. PLACAS DE ANCLAJE	95
3.5. CIMENTACIONES	100
3.5.1. E.L.U. De equilibrio. Seguridad al vuelco.....	101
3.5.2. E.L.U. De agotamiento del terreno.....	102
3.5.3. E.L.U. De agotamiento de la cimentación.	103
3.6. VIGA DE ATADO.....	107
Capítulo 4. SISTEMA CONTRAVIENTO	109
4.1. PÓRTICO DE FACHADA	110
4.1.1. Pilares	110
4.1.2. Jácena.....	115
4.1.3. Placas de anclaje	122
4.1.4. Cimentaciones.....	127
4.1.5. Viga de atado.....	133
4.2. VIGA A CONTRAVIENTO	134
4.2.1. Montante.....	134
4.2.2. Diagonales	134
4.3. ARRIOSTRAMIENTO DE FACHADA LATERAL (CRUCES DE SAN ANDRÉS).....	139
4.3.1. Montante.....	139
4.3.2. Diagonal (Tirante).....	142
4.4. VIGA PERIMETRAL	145
4.4.1. E.L.U. Deformación.....	145
4.4.2. E.L.U. Resistencia.....	145
4.4.3. E.L.U. Pandeo	146



4.5.	VIGA DE CUMBRERA.....	148
4.5.1.	E.L.S. Deformación	148
4.5.2.	E.L.U. Resistencia.....	148
4.5.3.	E.L.U. Pandeo	151
4.6.	RESUMEN DE PERFILES UTILIZADOS	154
	154
	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	155
	ANEJO 1 Acciones en barras y comprobaciones de elementos de cimentación	156
1.	CARGAS EN BARRAS	157
1.1.	PARTE A 2 AGUAS.....	157
1.1.1.	Pórtico 1	157
1.1.2.	Pórtico 2	160
1.1.3.	Pórtico 3	163
1.2.	PARTE A 1 AGUA.....	166
1.2.1.	Pórtico 1	166
1.2.2.	Pórtico 2	167
1.2.3.	Pórtico 3	168
1.2.4.	Pórtico 4	169
1.2.5.	Pórtico 5	170
2.	COMPROBACIONES ZAPATA TIPO PÓRTICO INTERIOR	171
3.	COMPROBACIONES VIGA DE ATADO PÓRTICO INTERIOR	173
4.	COMPROBACIONES ZAPATA TIPO PÓRTICO DE FACHADA	175
5.	COMPROBACIONES VIGA DE ATADO PÓRTICO DE FACHADA.....	178
	PLANOS	180



LISTADO DE TABLAS

Tabla 2.2.1 Requisitos Ordenanza Urbanística.....	15
Tabla 2.4.3.1 Clases generales de exposición.....	19
Tabla 2.4.3.2 Resistencias mínimas recomendadas en función clase de exposición.....	20
Tabla 2.4.3.3 Tabla de recubrimientos mínimos para las clases generales de exposición I y II.....	21
Tabla 2.9.2.1.1 Sobrecargas de uso.....	29
Tabla 2.9.2.2.1 Coeficientes para tipo de entorno.....	32
Tabla 2.9.2.2.2 Coeficientes eólicos y carga de viento lateral.....	35
Tabla 2.9.2.2.3 Cargas de viento laterales sobre pilares.....	36
Tabla 2.9.2.2.4 Coeficientes eólicos y cargas de viento lateral en cubierta. Succión y presión. Parte a dos aguas.....	38
Tabla 2.9.2.2.5 Cargas de viento laterales sobre jácenas. Parte a dos aguas.....	39
Tabla 2.9.2.2.6 Coeficientes eólicos y cargas de viento lateral en cubierta. Succión y presión. Parte a un agua.....	40
Tabla 2.9.2.2.7 Cargas de viento lateral sobre jácena. Parte a un agua.....	41
Tabla 2.9.2.2.8 Coeficientes eólicos y carga de viento frontal.....	43
Tabla 2.9.2.2.9 Cargas de viento frontal sobre pilares.....	44
Tabla 2.9.2.2.10 Coeficientes eólicos y cargas de viento frontal en cubierta. Succión y presión. Parte a dos aguas.....	46
Tabla 2.9.2.2.11 Cargas de viento frontal sobre jácenas. Parte a dos aguas.....	47
Tabla 2.9.2.2.12 Coeficientes eólicos y cargas de viento frontal en cubierta. Succión y presión. Parte a un agua.....	48
Tabla 2.9.2.2.13 Cargas de viento frontal sobre jácenas. Parte a dos aguas.....	49
Tabla 2.9.3.2.1 Sobrecarga de nieve en capitales de provincia y ciudades autónomas	58
Tabla 2.10.1 Coeficientes de situación persistente o transitoria para E.L.U. de rotura. Hormigón en cimentaciones.....	67
Tabla 2.10.2 Coeficientes situación sísmica para E.L.U. de rotura. Hormigón en cimentaciones.....	67
Tabla 2.10.3 Coeficientes situación accidental para E.L.U. de rotura. Hormigón en cimentaciones.....	67
Tabla 2.10.4 Coeficientes de situación persistente o transitoria para E.L.U de rotura. Acero laminado.....	68
Tabla 2.10.5 Coeficientes de situación sísmica para E.L.U de rotura. Acero laminado.	68
Tabla 2.10.6 Coeficientes de situación accidental para E.L.U de rotura. Acero laminado.....	69
Tabla 2.10.7 Coeficientes de situación característica para Aptitud al servicio.....	69
Tabla 2.10.8 Coeficientes de situación cuasipermanente para Aptitud al servicio.....	69
Tabla 2.10.9 Coeficientes de situación característica para las tensiones sobre el terreno.....	70



Tabla 2.10.10 Coeficientes de situación sísmica para las tensiones sobre el terreno... 70	70
Tabla 2.10.11 Coeficientes de situación accidental para las tensiones sobre el terreno.	70
Tabla 2.10.12 Coeficientes de situación característica para desplazamientos.....	71
Tabla 2.10.13 Coeficientes de situación sísmica para desplazamientos.....	71
Tabla 3.1.1. Datos de correas de cubierta 2 aguas	74
Tabla 3.1.2. Datos de correas laterales 2 aguas.....	74
Tabla 3.1.3 Medición de correas 2 aguas.....	75
Tabla 3.1.4 Datos de correas cubierta 1 agua.....	75
Tabla 3.1.5 Datos de correas laterales 1 agua.....	75
Tabla 3.1.6 Medición de correas 1 agua.....	75
Tabla 3.2.1.2.1 Tabla coeficientes simultaneidad	78
Tabla 3.2.2.1 Esfuerzo cortante máximo barra N24/N30 para la combinación pésima de flexión.	79
Tabla 3.3.2.1 Esfuerzo cortante máximo barra N7/N10 para la combinación pésima de flexión.	86
Tabla 3.4.1 Esfuerzos en placa anclaje de barra N24/N30.....	97
Tabla 3.4.2 Dimensiones piezas de anclaje.	98
Tabla 3.4.3 Comprobaciones de cálculo del sistema de anclaje.	99
Tabla 3.5.1.1 Dimensiones óptimas de zapata.....	101
Tabla 3.5.1.2 Resultados comprobación al vuelco zapata.	102
Tabla 3.5.2.1 Comprobaciones E.L.U Agotamiento del terreno.....	103
Tabla 3.5.3.1 Resumen resultados dimensionamiento zapatas.....	106
Tabla 4.1.2.2.1 Esfuerzo cortante máximo barra N19/N15 para la combinación pésima de flexión	118
Tabla 4.1.3.1 Esfuerzos en anclaje de la barra N17/N19 del pórtico de fachada en combinación pésima.....	124
Tabla 4.1.3.2 Dimensiones piezas de anclaje del pórtico de fachada.	125
Tabla 4.1.3.3 Comprobaciones placa de anclaje del pórtico de fachada.....	126
Tabla 4.1.4.2.1 Resultados de tensiones en comprobación a E.L.U de agotamiento del terreno.....	130
Tabla 4.1.4.3.1 Resumen resultados dimensionamiento zapatas.....	133
Tabla 4.5.2.1 Cortante en viga de cumbrera en combinación pésima de flexión.....	149
Tabla 4.6.1 Resumen de perfiles utilizados	154



LISTADO DE FIGURAS

Figura 2.2.1 Planta de terreno y nave	16
Figura 2.3.1 Planta de nave industrial.....	17
Figura 2.3.2 Nave industrial 3D	17
Figura 2.3.3 Esquema del pórtico interior tipo. Parte a 2 aguas.....	18
Figura 2.3.4 Esquema del pórtico interior tipo. Parte a un agua.	18
Figura 2.6.1 Panel Sándwich de cubierta 3 grecas.....	24
Figura 2.8.1.2.1 CM1 en pórtico 3.....	27
Figura 2.8.1.2.2 CM1 en pórtico 4 y pórtico 5.....	27
Figura 2.8.1.2.3 CM1 en pórtico 6.....	28
Figura 2.8.1.2.4 CM1 en pórtico 7.....	28
Figura 2.8.2.2.1 Valor básico de la velocidad del viento, v_b	31
Figura 2.8.2.2.2 Direcciones del viento sobre nave	33
Figura 2.9.2.2.3 Valores de los coeficientes eólicos de los cerramientos verticales.	34
Figura 2.8.2.2.4 Esquema de cargas de viento lateral según zona.	35
Figura 2.8.2.2.5 Coeficientes eólicos de presión por zonas en cubiertas a dos aguas.	37
Figura 2.8.2.2.7 Coeficientes eólicos de presión por zonas en cubiertas a un agua.....	39
Figura 2.8.2.2.9 Valores de los coeficientes eólicos de los cerramientos verticales.	42
Figura 2.8.2.2.10 Esquema de cargas de viento frontal según zona.....	43
Figura 2.8.2.2.11 Coeficientes eólicos de presión por zonas en cubiertas a dos aguas.	45
Figura 2.8.2.2.12 Esquema de cargas de viento frontal según zona.....	46
Figura 2.8.2.2.13 Coeficientes eólicos de presión por zonas en cubiertas a dos aguas.	47
Figura 2.8.2.2.14 Esquema de cargas de viento frontal según zona.....	48
Figura 2.8.2.2.15 Introducción de datos del viento en CYPE.	53
Figura 2.8.2.2.16 Introducción de huecos en fachada en CYPE.	54
Figura 2.8.2.2.17 Direcciones del viento sobre la nave.	55
Figura 2.8.2.3.1 Elección de localidad para sobrecarga de nieve en CYPE.	59
Figura 2.8.2.3.2 Situación n1 en pórtico de fachada.....	60
Figura 2.8.2.3.3 Situación n2 en pórtico de fachada.....	60
Figura 2.8.2.3.4 Situación n3 en pórtico de fachada.....	60
Figura 2.8.3.1.1 Datos acción sísmica.	62
Figura 2.8.3.3.1 Situación 1 y 2 en cada pórtico debidas a la acción accidental de impacto.	64
Figura 3.1.2 Detalle perfil de correa.....	74
Figura 3.1.3 Detalle perfil de correa.....	75
Figura 3.2.1.1.1 Flecha máxima pórtico interior en combinación característica.	77
Figura 3.2.1.2.2 Flecha máxima pórtico interior en combinación cuasipermanente.	78
Figura 3.2.2.1 Envoltente de esfuerzos flectores barra N24/N30.	80
Figura 3.2.3.1 Envoltentes de esfuerzos axiles sobre el pórtico 3.....	82
Figura 3.3.2.1 Envoltente esfuerzos flectores pórtico 2.....	87
Figura 3.3.2.2 Diagrama de esfuerzo cortante barra N30/N47	89
Figura 3.3.2.3 Diagrama esfuerzo flector barra N30/N47.....	90
Figura 3.3.3.1 Envoltente esfuerzos axiles pórtico 2.	92
Figura 3.3.3.2 Envoltente de esfuerzos axiles sobre pórtico 4.	93



Figura 3.4.1 Diagrama de esfuerzos flectores en barra N24/N30.....	95
Figura 3.4.2 Diagrama de esfuerzos cortantes barra N24/N30.	96
Figura 3.4.3 Diagrama de esfuerzos axiles en barra N24/N30.	96
Figura 3.4.4 Detalle anclaje.	97
Figura 3.4.5 Detalles constructivos del sistema de anclaje de pórticos interiores.	100
Figura 3.5.3.1 Condiciones para zapata rígida y flexible.	104
Figura 3.5.3.1 Modelo bielas y tirantes.	105
Figura 3.5.3.3 Detalle de zapata en 3D.	107
Figura 3.6.1 Detalle viga de atado 3D.	108
Figura 4.1.1.1.1 Flecha máxima pilares fachada combinación característica.	111
Figura 4.1.1.1.2 Flecha máxima pórtico de fachada en combinación cuasipermanente.	112
Figura 4.1.1.3.1 Envoltente de esfuerzo axil sobre pilar fachada.....	114
Figura 4.1.2.1.1 Flecha máxima jácena de fachada combinación característica.	116
Figura 4.1.2.1.1 Flecha máxima jácena de fachada combinación cuasipermanente.....	117
Figura 4.1.2.2.1 Diagrama de flectores en pórtico de fachada.	119
Figura 4.1.2.3.1 Envoltente de esfuerzos axiles en pórtico de fachada.	121
Figura 4.1.3.1 Diagrama de flectores del pórtico de fachada en combinación pésima.	123
Figura 4.1.3.2 Diagrama cortantes del pórtico de fachada en combinación pésima.....	123
Figura 4.1.3.3 Diagrama de axiles del pórtico de fachada en combinación pésima.	124
Figura 4.1.3.4 Detalle anclaje pórtico de fachada.....	124
Figura 4.1.3.5 Detalles constructivos del sistema de anclaje en pórtico de fachada.	127
Figura 4.1.4.3.1 Diferencia entre zapata flexible y zapata rígida.....	131
Figura 4.1.4.3.3 Detalle de zapata de pórtico de fachada en 3D.	133
Figura 4.2.1 Viga contraviento.	134
Figura 4.2.2.1.1 Flecha de la diagonal del sistema a contraviento en combinación cuasipermanente.	135
Figura 4.2.2.3.1 Envoltente de axiles de la parte a dos aguas. Axil máximo en la diagonal exterior del sistema a contraviento.	138
Figura 4.3.1.3.1 Axil de compresión máximo en montante de Cruz de San Andrés.	140
Figura 4.3.2.1 Cruz de San Andrés.....	142
Figura 4.3.2.1.1 Envoltente de axiles de la Cruz de San Andrés.	143
Figura 4.4.1 Viga perimetral 3D.	145
Figura 4.4.2.1 Envoltente de axiles en pilares de fachada lateral.	146
Figura 4.5.2.1 Envoltente de flectores de barra de cumbrera.	150
Figura 4.6.1 Nave 3D con pórticos numerados.....	154



Capítulo 1

INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS



1.1. OBJETIVOS

El objetivo principal del proyecto es el diseño y cálculo de la estructura metálica de una nave industrial.

Además, también se persiguen otros objetivos:

- Adaptar y utilizar los conocimientos académicos para resolver un problema real.
- Familiarizarse con el manejo de la normativa que regula todas las construcciones industriales.
- Elección adecuada del diseño de una estructura industrial, así como la comprobación de los perfiles óptimos según las solicitaciones.
- Aprendizaje y manejo de CYPE, en concreto, sus módulos Generador de Pórticos y CYPE 3D. Así como AUTOCAD para la realización de los planos.
- Tener un primer contacto con el mundo profesional.

1.2. NORMATIVA

A lo largo del presente proyecto de cálculo estructural, se han utilizado las diferentes normas y reglamentos vigentes en España para el cálculo estructural. También se han considerado algunos aspectos de normas europeas en las que se basan las normas nacionales.

En lo relativo a aspectos generales de Seguridad Estructural, tanto para estructuras de acero como de hormigón, la normativa vigente es:

- CTE DB SE: Código Técnico de la Edificación. Documento Básico Seguridad Estructural.

En el ámbito del cálculo de Acciones en el edificio se debe seguir las indicaciones de:

- CTE DB SE-AE: Código Técnico de la Edificación. Documento Básico Seguridad Estructural. Acciones en la Edificación.
- EC1: Eurocódigo 1. Acciones.

La acción accidental Sísmica queda regulada por:

- NCSE-02: Norma de construcción sismorresistente: Parte general y edificación.

En el cálculo de Estructuras de Acero, la normativa vigente es:

- CTE DB SE-A: Código Técnico de la Edificación. Documento Básico Seguridad Estructural. Acero.
- EAE: Instrucción de Estructuras de Acero en la Edificación.

También se harán algunas referencias a la normativa europea de esta materia:



- EC3: Eurocódigo 3. Estructuras de Acero.

En el cálculo de placas de anclaje y cimentaciones, se requerirá acudir a la normativa vigente en el campo de las Estructuras de Hormigón:

- EHE-08: Instrucción de Hormigón Estructural.
- CTE DB SE-C: Código Técnico de la Edificación. Documento Básico. Seguridad Estructural. Cimientos.

En lo relativo a la protección contra incendios, regirá lo establecido en:

- CTE DB SI: Código Técnico de la Edificación. Documento Básico Seguridad en caso de Incendio.
- RSCIEI: Reglamento de seguridad contra incendios en establecimientos industriales.

Para determinar las dotaciones de aparcamiento en el interior de la parcela, se emplean, al margen de las ordenanzas municipales del polígono industrial:

- Reglamento de ordenación y gestión territorial y urbanística.



Capítulo 2

DATOS DE PARTIDA



2.1. OBJETO

Se redacta el presente “Proyecto Estructural de Construcción Metálica”, para la ejecución de la construcción de un edificio destinado al almacenamiento, exposición y venta de material y accesorios de fontanería en la localidad de Lorca, Murcia.

El tipo de edificación proyectada es una nave en forma de U, con una sola planta sobre la rasante, de dimensiones exteriores 30 m x 28 m con un patio interior abierto al exterior de 12 m x 19 m, con 612 m² de superficie total construida.

El presente proyecto tiene por objeto definir el diseño de la nave y todos los cálculos necesarios para llevar a buen término su construcción.

2.2. EMPLAZAMIENTO

La construcción prevista se sitúa en la Región de Murcia, en el término municipal de Lorca, en un terreno situado a las afueras del pueblo, en una pedanía llamada Torrecilla. Dicho terreno corresponde a la parcela 156 del polígono 174. Linda al noroeste con la Carretera de Granada; al suroeste con la parcela 38 y al noreste con las parcelas 33 y 164. El acceso a la parcela se realiza por la Carretera de Granada.

El solar tiene una topografía regular, por lo que no es necesaria la realización de obras de movimiento de tierras para la nivelación del terreno. Para el replanteo, se tomará como cota de referencia la del vial, ya que este es invariable.

Tiene forma trapezoidal, de dimensiones: base mayor 108 m; base menor 96 m; y altura 52,50 m, siendo un total de superficie de 5.123 m², de los cuales serán edificados el 12%, es decir, 612 m².

Dispone de todos los servicios urbanísticos de abastecimiento y evacuación de aguas, energía eléctrica, alcantarillado, pavimentación de calzada, acerado y telefonía.

A continuación, se hará una comparativa entre las ordenanzas urbanísticas del polígono, establecidas en los artículos 83.4 y 85 de la Ley 1/2001, del Suelo de la Región de Murcia y lo establecido para el presente proyecto.



	Max/Min	Establecidos
Retranqueo frontal	15 m	25 m
Retranqueo lateral mínimo	5 m	10 m
Altura máxima	10	9,68
Ocupación máxima	15 %	12%
Edificabilidad máxima	0,12 m ² /m ²	0,12 m ² /m ²

Tabla 2.2.1 Requisitos Ordenanza Urbanística

Como el edificio planteado es de una sola planta, tanto edificabilidad como ocupación, coinciden:

$$Ocupación = \frac{Proye.horiz.Edificio}{Superficie parcela} \cdot 100 = \frac{30 \cdot 9 + 2 \cdot 9 \cdot 20}{52,2 \cdot 96 + 48,5 \cdot 12 / 2} \cdot 100 = 11,82\% \approx 12\%$$

$$Edificabilidad = \frac{m2\ techo\ edificado}{Superficie\ parcela} = 0,1182 \approx 0,12$$

Además, debe contemplarse lo establecido en el Art. 210 del Reglamento de ordenación, en relación a las plazas de aparcamiento interior en parcela a reservar en las áreas industriales, que queda fijada en 1/100 m². En este caso al ser el edificio de 612 m², se debe reservar espacio para 7 plazas.

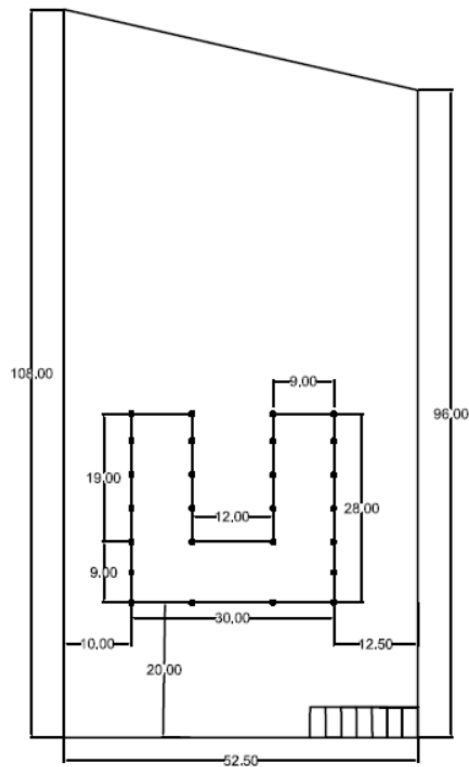


Figura 2.2.1 Planta de terreno y nave

2.3. DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO

Se proyecta un edificio de planta baja sobre rasante con un sistema estructural basado en pórticos rígidos simples simétricos con las siguientes características:

- Una primera parte a dos aguas de 30 m de luz y 9 m de fondo con crujía de 4,5m, el pórtico de fachada dispone de 2 pilares centrales que distan 9 m de los pilares de esquina y 12 m entre sí.
- Y tras la parte a 2 aguas, completan la nave 2 “alas” de 9 m de luz a un agua, de 19 m de fondo con crujías de 5 m, excepto la última que es de 4 m, dejando entre las 2 alas un hueco abierto al exterior de 12 m x 19 m.
- La inclinación de las cubiertas se fija en el 10,5% (6º), para facilitar la evacuación de aguas de lluvia.
- La altura será de 8 m en cabeza de pilares y de 9,68 m en cumbrera.
- El área total de nave será de 612 m².

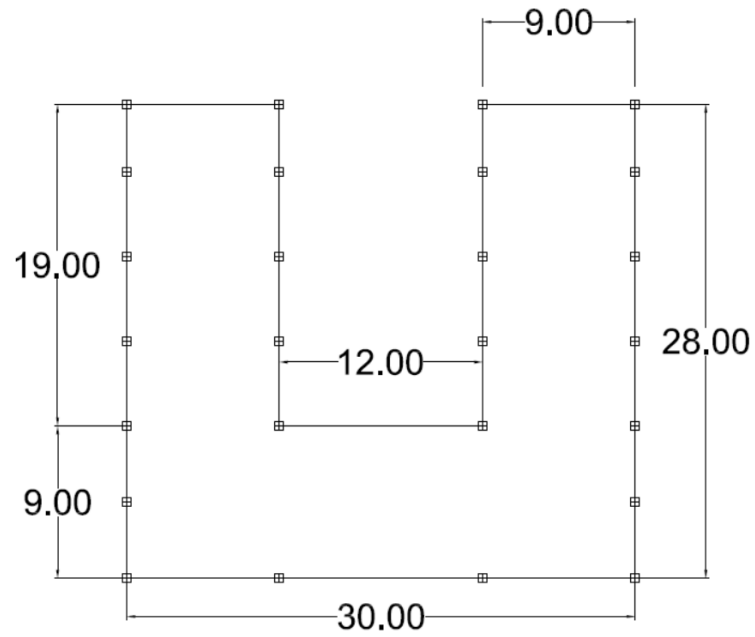


Figura 2.3.1 Planta de nave industrial.

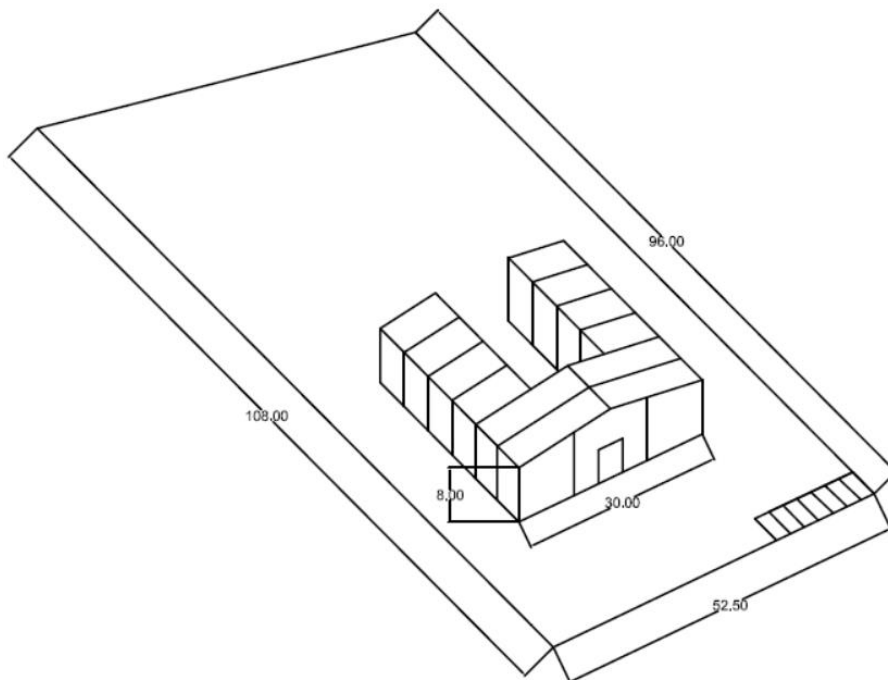


Figura 2.3.2 Nave industrial 3D

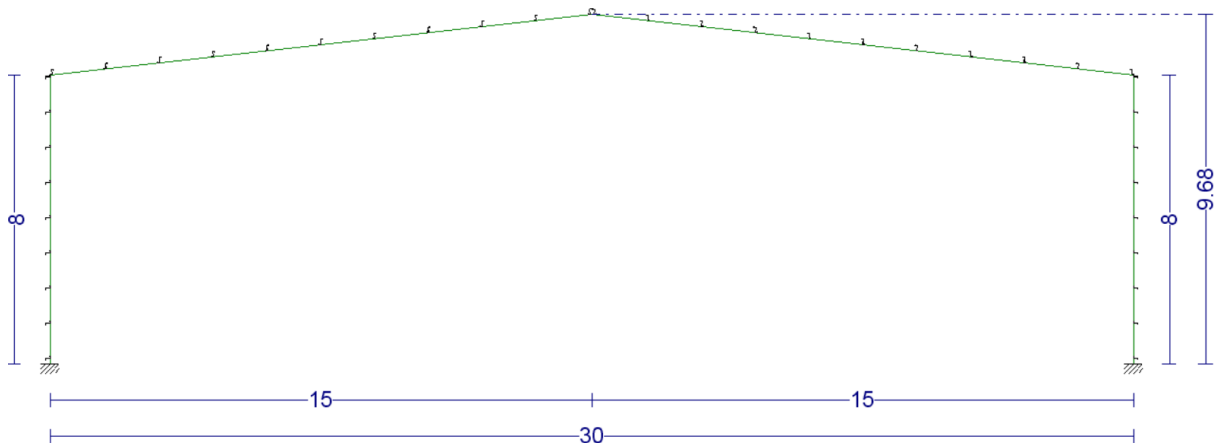


Figura 2.3.3 Esquema del pórtico interior tipo. Parte a 2 aguas.

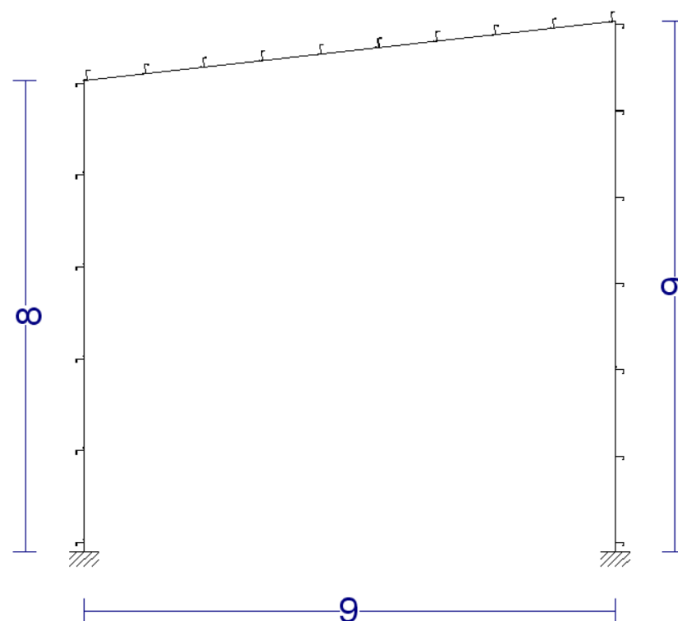


Figura 2.3.4 Esquema del pórtico interior tipo. Parte a un agua.

2.4. MATERIALES

2.4.1. Acero estructural

Para los perfiles laminados en caliente se utilizará el S275JR, que tiene una resistencia característica f_{yk} 275 N/mm² y una resistencia de cálculo, aplicándole el coeficiente de seguridad $\gamma_m = 1,05$ de:



$$f_{yd} = \frac{275 \text{ N/mm}^2}{1,05} = 261,9 \text{ N/mm}^2$$

Y para los perfiles conformados en frío, el acero a utilizar será el S235JR, con resistencias característica f_{yk} 235 N/mm² y resistencia de cálculo de:

$$f_{yd} = \frac{235 \text{ N/mm}^2}{1,05} = 223,81 \text{ N/mm}^2$$

En ambos casos el módulo de elasticidad es $E = 210.000 \text{ N/mm}^2$.

2.4.2. Acero pasivo

Para las barras en el hormigón utilizaremos acero B500SD, cuya resistencia característica es $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ y la de cálculo es:

$$f_{yd} = \frac{500 \text{ N/mm}^2}{1,15} = 434,78 \text{ N/mm}^2$$

El módulo de elasticidad de este acero es $E = 200.000 \text{ N/mm}^2$.

2.4.3. Hormigón estructural

Como material para las cimentaciones se utiliza hormigón armado, el cual debe ser compatible con las acciones químicas a las que se va a ver sometido, lo que se cumple mediante la consideración de ambiente en el que se va a colocar el hormigón.

CLASE GENERAL DE EXPOSICIÓN				DESCRIPCIÓN	EJEMPLOS
Clase	Subclase	Designación	Tipo de proceso		
No agresiva		I	Ninguno	<ul style="list-style-type: none"> - Interiores de edificios, no sometidos a condensaciones. - Elementos de hormigón en masa. 	<ul style="list-style-type: none"> - Elementos estructurales de edificios, incluido los forjados, que estén protegidos de la intemperie.
Normal	Humedad alta	Ila	Corrosión de origen diferente de los cloruros	<ul style="list-style-type: none"> - Interiores sometidos a humedades relativas medias altas (> 65%) o a condensaciones. - Exteriores en ausencia de cloruros, y expuestos a lluvia en zonas con precipitación media anual superior a 600 mm. - Elementos enterrados o sumergidos. 	<ul style="list-style-type: none"> - Elementos estructurales en sótanos no ventilados. - Cimentaciones. - Estribos, pilas y tableros de puentes en zonas, sin impermeabilizar con precipitación media anual superior a 600 mm. - Tableros de puentes impermeabilizados, en zonas con sales de deshielo y precipitación media anual superior a 600 mm. - Elementos de hormigón, que se encuentren a la intemperie o en las cubiertas de edificios en zonas con precipitación media anual superior a 600 mm. - Forjados en cámara sanitaria, o en interiores en cocinas y baños, o en cubierta no protegida.
	Humedad media	Ilb	Corrosión de origen diferente de los cloruros	<ul style="list-style-type: none"> - Exteriores en ausencia de cloruros, sometidos a la acción del agua de lluvia, en zonas con precipitación media anual inferior a 600 mm. 	<ul style="list-style-type: none"> - Elementos estructurales en construcciones exteriores protegidas de la lluvia. - Tableros y pilas de puentes, en zonas de precipitación media anual inferior a 600 mm.

Tabla 2.4.3.1 Clases generales de exposición. Tabla 8.2.2 EHE-08



Parámetro de dosificación	Tipo de hormigón	Clase de exposición						
		I	IIa	IIb	IIIa	IIIb	IIIc	IV
Resistencia mínima (N/mm ²)	Masa	20	—	—	—	—	—	—
	Armado	25	25	30	30	30	35	30
	Pretensado	25	25	30	30	35	35	35

Tabla 2.4.3.2 Resistencias mínimas recomendadas en función clase de exposición. Tabla 37.3.2.b EHE-08

Para las cimentaciones usaremos hormigón armado, el ambiente donde se realizará la obra corresponde a una clase de exposición IIb, por lo que usaremos hormigón HA-30/B/20/IIb. Su resistencia de cálculo es: $f_{cd} = 30/1,5 = 20 \text{ N/mm}^2$.

Al ser un hormigón destinado a la edificación, la consistencia exigida es blanda, y al ser más concretamente para cimentaciones, el tamaño del árido puede alcanzar como máximo 40 mm, aunque por cuestiones de trabajabilidad del hormigón se emplea un árido máximo de 20 mm.

Con estos datos solo falta calcular los recubrimientos del hormigón en cada una de las direcciones de la cimentación.

$$r_{nom} = r_{min(A,tg,C,fck)} + \Delta r$$

En las tablas 37.2.4.1.a, b y c de la EHE-08, se establecen los recubrimientos mínimos $r_{min}(A,tg,C,fck)$ en función de diferentes variables como el ambiente (A), la vida útil del proyecto (t_g), el tipo de cemento (C), y la resistencia del hormigón (f_{ck}).



Clase de exposición	Tipo de cemento	Resistencia característica del hormigón [N/mm ²]	Vida útil de proyecto (t _p , años)	
			50	100
I	Cualquiera	$f_{ck} \geq 25$	15	25
II a	CEM I	$25 \leq f_{ck} < 40$	15	25
		$f_{ck} \geq 40$	10	20
	Otros tipos de cementos o en el caso de empleo de adiciones al hormigón	$25 \leq f_{ck} < 40$	20	30
		$f_{ck} \geq 40$	15	25
II b	CEM I	$25 \leq f_{ck} < 40$	20	30
		$f_{ck} \geq 40$	15	25
	Otros tipos de cementos o en el caso de empleo de adiciones al hormigón	$25 \leq f_{ck} < 40$	25	35
		$f_{ck} \geq 40$	20	30

Tabla 2.4.3.3 Tabla de recubrimientos mínimos para las clases generales de exposición I y II.
Tabla 37.2.4.1.a EHE - 08

Tipo elemento + nivel de control	Δr (mm)
Prefabricados + intenso	0
<i>In situ</i> + intenso	5
Resto de casos	10

Tabla 2.4.3.4 Margen de recubrimiento según EHE-08 37.2.4

En este caso el nivel de control no se considera intenso, por lo que el margen de recubrimiento se fija en 10 mm. Por lo tanto, el recubrimiento nominal inferior de la cimentación es:

$$r_{nom, inf} = r_{min(A, tg, C, fck)} + \Delta r = 20 + 10 = 30 \text{ mm}$$

En los laterales de las zapatas, el recubrimiento mínimo es superior, pues según la EHE- 08 37.2.4.1: “En piezas hormigonadas contra el terreno, el recubrimiento mínimo será 70 mm, salvo que se haya preparado el terreno y dispuesto un hormigón de limpieza”:

$$r_{nom, lat} = r_{min(A, tg, C, fck)} + \Delta r = 70 + 10 = 80 \text{ mm}$$



2.4.4. Hormigón de limpieza

En todas las cimentaciones se deberá colocar preceptivamente una solera de asiento (capa de hormigón de limpieza) según lo establecido en el CTE DB SE-C.4.5.1.2. El espesor mínimo de la solera de asiento será de 10 cm.

El hormigón a emplear en esta solera se caracteriza como un hormigón de limpieza (HL), que es un hormigón que tiene como fin evitar la desecación del hormigón estructural durante su vertido, así como una posible contaminación de éste durante las primeras horas de su hormigonado. (EHE-08 Anejo 18). Emplearemos un hormigón HL-150/B/20. Dosificación mínima de cemento de 150 kg/m^3 , la consistencia blanda y tamaño máximo de árido sea inferior a 20 mm.

2.5. CARACTERÍSTICAS DEL TERRENO DE CONSTRUCCIÓN

2.5.1. Cotas del terreno. Nivelación

El terreno es llano, se encuentra prácticamente nivelado, por lo que el movimiento de tierras será mínimo para obtener la cota o nivel.

En cualquier caso, se establece como cota 0,00 la situada en el eje de la carretera principal, por ser este un punto invariable durante la ejecución de las obras.

2.5.2. Características del geotécnicas.

El terreno está formado por arenas arcillosas y gravas, hasta la máxima profundidad sondeada de 7,6 m.

Según la normativa vigente podemos admitir para este tipo de terreno un asiento uniforme 2,5 cm.

A efectos de cálculo de cimentación, la tensión admisible del suelo se ha considerado de 150 kPa para situaciones persistentes y de 250 kPa para situación sísmica y accidental.

2.5.3. Limpieza del solar. Excavación.

Se procederá a la retirada de la capa vegetal existente, pasando a una posterior nivelación y compactación. Toda la excavación se realizará inicialmente con medios mecánicos, dotando de los medios necesarios para ejecutarla en el menor plazo posible, para posteriormente realizar el perfilado de forma manual.



Durante el transcurso de todas estas operaciones se guardará el máximo rigor y atención a las medidas de seguridad, haciendo hincapié en la señalización de la obra.

2.5.4. Tipo de cimentación elegida

En vista del terreno sobre el que se va a edificar y las características del edificio en sí, se han elegido zapatas aisladas flexibles de hormigón armado, unidas mediante riostras y vigas centradoras, de acuerdo con los planos correspondientes.

Se procederá a verter una capa de hormigón de limpieza HL-150/B/20 de 10 cm de espesor, que actuará como capa de regularización.

Todos los elementos de la cimentación tendrán las dimensiones que se reflejan en los planos y estarán ejecutados con hormigón HA-30/B/20/IIb, con una resistencia característica $f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$ y una resistencia de cálculo $f_{cd} = 20 \text{ N/mm}^2$.

El acero a emplear en las barras será el B 500 SD de resistencia característica $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ y $f_{yd} = 434,78 \text{ N/mm}^2$

La unión entre la cimentación y la placa de anclaje será macizada con resina epoxi o lechada de cal.

2.5.5. Solera de hormigón

Después de efectuar el desbroce y la eliminación de la capa de materia vegetal, se procederá al regado y compactado del terreno hasta llegar el 98% del próctor normal.

En general se ejecutará un único tipo de solera que podremos denominar “ligera” y que está formada por las siguientes capas:

- Capa de 10 cm de espesor de arena de río con granulometría de 0,5 cm, extendida sobre el terreno limpio y compactado hasta conseguir un valor del 95% del próctor normal.
- Lámina aislante de polietileno.
- Capa de hormigón en masa HM-20 de 15 cm de espesor, extendida sobre la lámina anterior.

Para una mejor funcionalidad en el trabajo, se irán ejecutando cuadros de 4 x 4 m con sus correspondientes juntas de dilatación. Tras la ejecución de la



misma se procederá a su pulido y fratasado mediante la aplicación de polvo de cuarzo y helicóptero.

2.6. CERRAMIENTOS

Se pueden diferenciar los cerramientos de cubierta y los cerramientos laterales de la nave. En este caso, se ha optado en ambos casos utilizar panel sándwich de 80 mm de espesor, con un peso de $0,11 \text{ kN/m}^2$, valor que se redondea hasta $0,15 \text{ kN/m}^2$ para tener en cuenta el peso de tornillería y accesorios de montaje de las cubiertas.

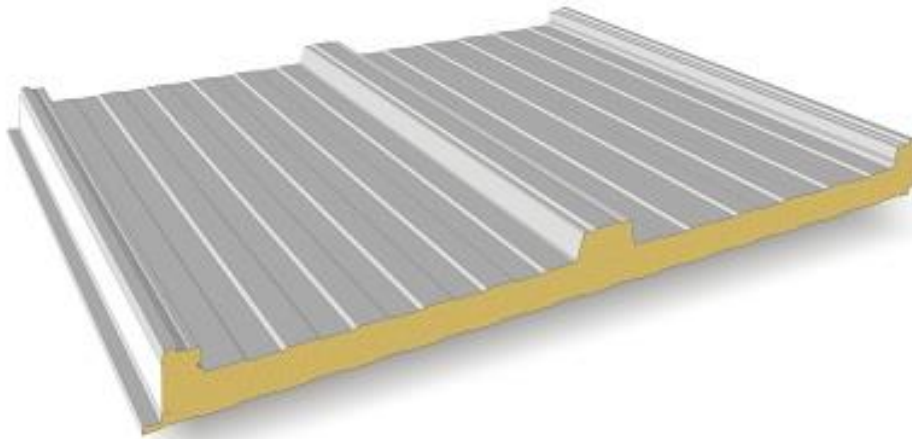


Figura 2.6.1 Panel Sándwich de cubierta 3 grecas. (Fuente: www.panelsandwich.com)

2.7. ESTRUCTURA Y CUBIERTAS

Para la construcción de los dinteles se utilizarán perfiles IPE acartelados, laminados, y unidos mediante nudos que consideraremos rígidos a efectos de cálculo. En pilares se emplearán perfiles del tipo HEA.

En cuanto a la cubierta, sobre los dinteles anteriormente descritos descansan las correas, resueltas con perfiles ZF, y separadas una distancia aproximada de 1,50 m. La cubierta apoya sobre las correas anteriormente mencionadas y se resuelve mediante paneles sándwich de cubierta 3 grecas, de 80 mm de espesor tal y como se ha dicho anteriormente.

El motivo de la elección de este tipo de cubierta es que es su bajo coste y alta resistencia, le dan la clasificación de panel sándwich de cubierta idóneo para grandes superficies a cubrir y donde el precio es clave para su construcción, es la más utilizada en el entorno industrial.



Los canales de recogida de aguas pluviales se han resuelto con chapa lisa plegada de 1 mm de espesor y 700 mm de desarrollo, con uniones soldadas y repasadas con galvanizado en frío y modulaciones no inferiores a 5000 mm. Se dispondrán una serie de remates de chapa lisa galvanizada en todos los encuentros cubierta – cubierta.

2.8. ACCIONES

En este apartado se va a determinar el valor de las acciones que intervienen en el cálculo de la nave industrial, éstas se clasifican en permanentes, variables y accidentales. Algunos de estos valores, como los correspondientes al peso propio de la estructura de desconocen, por lo que se procede a realizar un predimensionamiento, el cual se va a verificar una vez realizados los cálculos, y en caso de ser necesario, se corregirán y se volverá a calcular la estructura con los nuevos valores.

2.8.1. Acciones permanentes

Son aquellas acciones directas que actúan en todo instante sobre el edificio con posición y magnitud constante. En este caso son todas las acciones relativas al peso propio del edificio.

Todos los valores que se van a mostrar en adelante son valores característicos (G_k), los cuales deben ser amplificados posteriormente por el correspondiente coeficiente de mayoración.

2.8.1.2. Peso propio de la estructura

Como ya se ha dicho, se va a realizar un predimensionamiento, ya que en este apartado se incluyen los elementos estructurales a calcular posteriormente. Estos elementos son: Pilares, jácenas, correas, vigas contraviento, vigas perimetrales y arriostramientos.

Se considera un valor característico de predimensionamiento igual a la luz del pórtico dividido por 100 en KN/m^2 , es decir:

$$G_{k,PP} = \frac{30}{100} = 0,3 \text{ kN/m}^2$$

Una vez calculados todos los elementos estructurales, se comprueba que el valor utilizado sea válido.



- **Peso de las correas**

El peso de las correas se ha descrito como *CM1*, siendo en la parte a dos aguas 0 porque ya está incluido en el peso propio de la estructura y en la parte a un agua el correspondiente a las correas porque no está incluido en el peso propio.

- Parte a dos aguas: En esta parte CYPE exporta desde el Generador de Pórticos a CYPE 3D el peso de las correas como peso propio.
- Parte a un agua: En esta parte ha sido necesario aplicar manualmente el peso de las correas, que ha podido ser calculado gracias al dimensionamiento que aparece en el apartado 3.1. Las correas laterales serán consideradas como cargas puntuales en los pilares y las correas en cubierta como cargas repartidas en vigas.

Cargas en nudos					
Referencia	Hipótesis	Cargas puntuales (kN)	Dirección		
			X	Y	Z
N2	CM 1	4.80	0.000	0.000	-1.000
N4	CM 1	4.80	0.000	0.000	-1.000
N22	CM 1	5.40	0.000	0.000	-1.000
N23	CM 1	5.40	0.000	0.000	-1.000
N30	CM 1	9.60	0.000	0.000	-1.000
N31	CM 1	9.60	0.000	0.000	-1.000
N32	CM 1	8.64	0.000	0.000	-1.000
N33	CM 1	8.64	0.000	0.000	-1.000
N34	CM 1	9.60	0.000	0.000	-1.000
N35	CM 1	9.60	0.000	0.000	-1.000
N42	CM 1	10.80	0.000	0.000	-1.000
N43	CM 1	10.80	0.000	0.000	-1.000
N44	CM 1	9.72	0.000	0.000	-1.000
N45	CM 1	9.72	0.000	0.000	-1.000
N46	CM 1	10.80	0.000	0.000	-1.000
N47	CM 1	10.80	0.000	0.000	-1.000
N52	CM 1	3.84	0.000	0.000	-1.000
N53	CM 1	4.32	0.000	0.000	-1.000
N54	CM 1	4.32	0.000	0.000	-1.000
N55	CM 1	3.84	0.000	0.000	-1.000

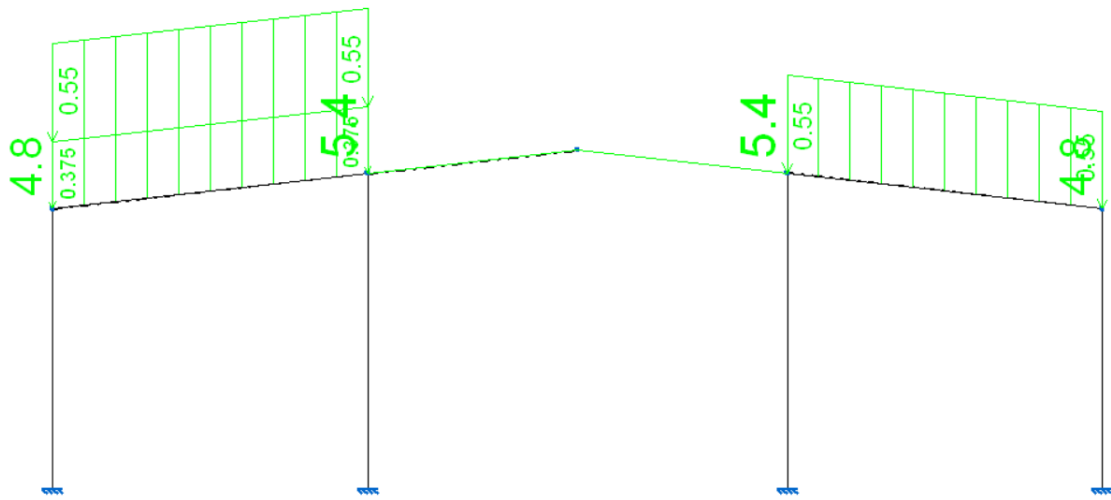


Figura 2.8.1.2.1 CM1 en pórtico 3.

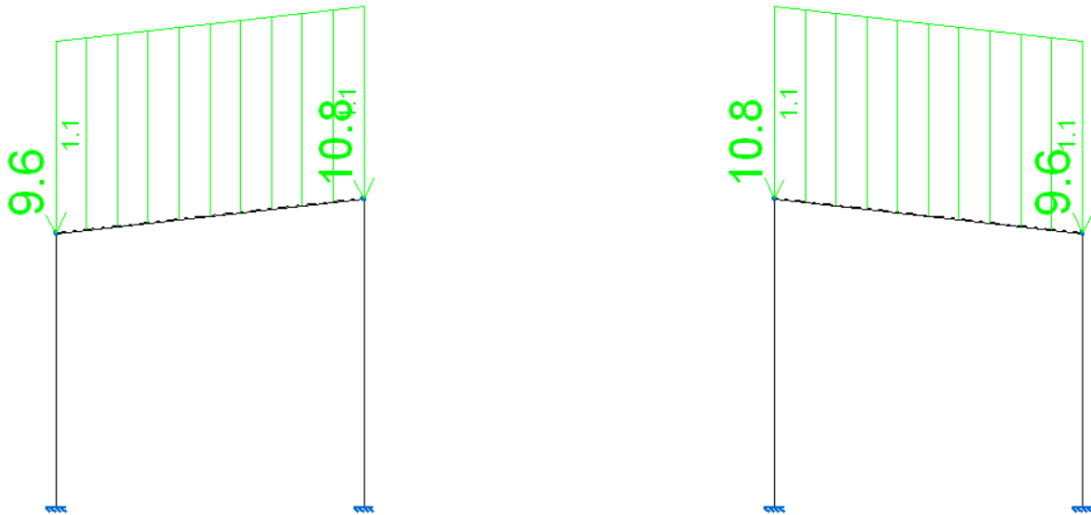


Figura 2.8.1.2.2 CM1 en pórtico 4 y pórtico 5.

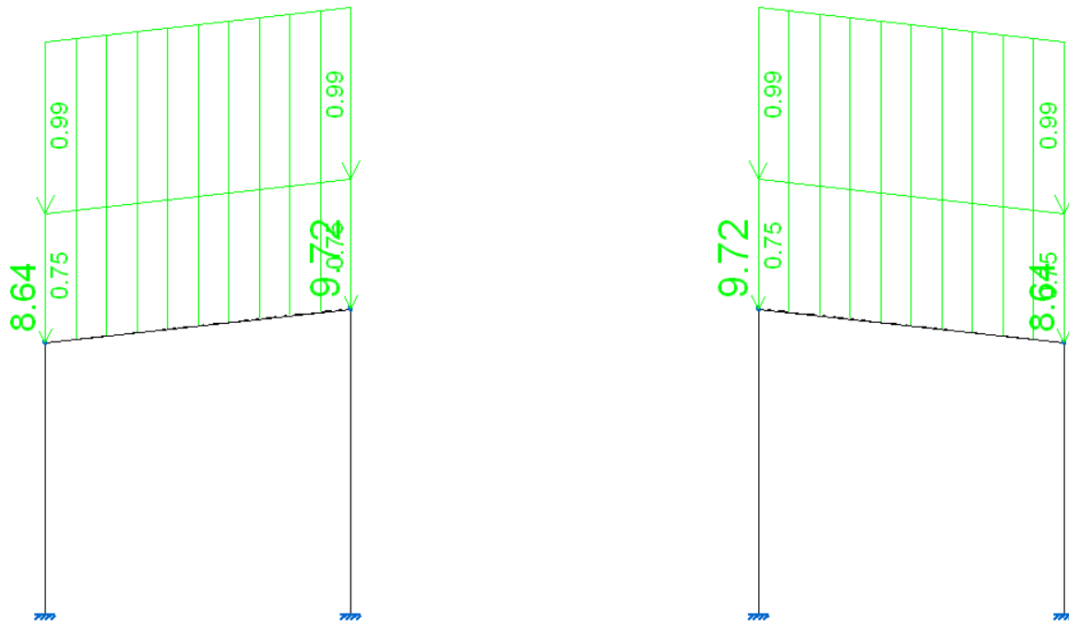


Figura 2.8.1.2.3 CM1 en pórtico 6.

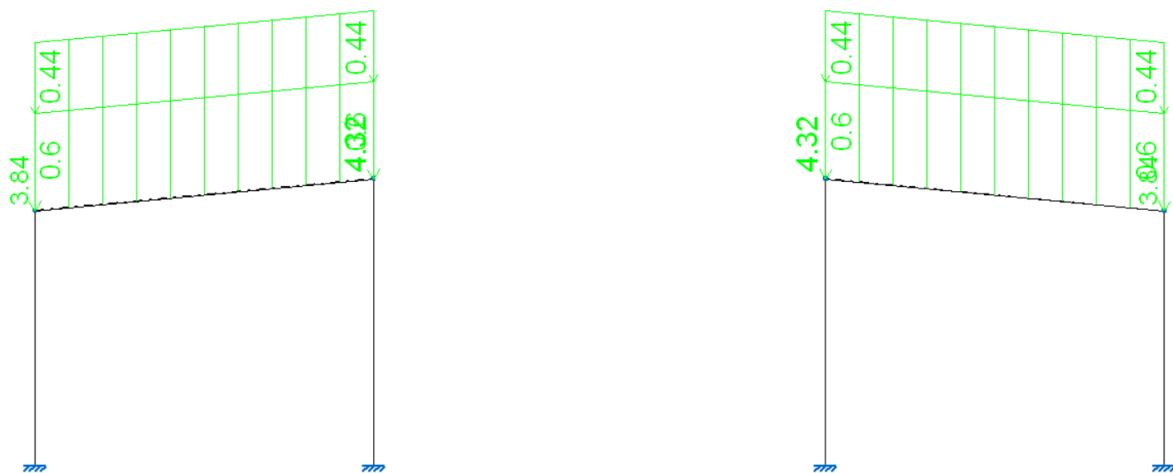


Figura 2.8.1.2.4 CM1 en pórtico 7.

2.8.1.3. Cubiertas

Como ya se ha dicho anteriormente, se ha optado en ambos casos utilizar panel sándwich de 80 mm de espesor, con un peso de 0,11 kN/m², valor que se redondea hasta



0,15 kN/m² para tener en cuenta el peso de tornillería y accesorios de montaje de las cubiertas:

Las acciones permanentes totales son:

$$G_k = G_{k,PP} + G_{k,Cerr} = 0,45 \text{ KN/m}^2$$

Estas acciones se consideran actuando en la cubierta.

Las acciones aplicadas sobre los pórticos interiores y de fachada se obtienen al multiplicar el valor de las acciones por el ámbito de carga o servidumbre del pórtico.

Las cargas permanentes en los pórticos interiores y de fachada son las siguientes:

- Fachada $\rightarrow g_{k,p\ fach} = G_k \cdot s = 0,45 \cdot 2,25 = 1,01 \text{ kN/m}$
- Pórtico Interior 1 $\rightarrow g_{k,p\ int1} = G_k \cdot s = 0,45 \cdot 4,5 = 2,03 \text{ kN/m}$
- Pórtico Interior 2 $\rightarrow g_{k,p\ int2} = G_k \cdot s = 0,45 \cdot 3,75 = 1,69 \text{ kN/m}$
- Pórtico Interior 3 $\rightarrow g_{k,p\ int3} = G_k \cdot s = 0,45 \cdot 5 = 2,25 \text{ kN/m}$
- Fachada trasera $\rightarrow g_{k,p\ fach2} = G_k \cdot s = 0,45 \cdot 2 = 0,9 \text{ kN/m}$

2.8.2. Acciones variables

Son aquellas que pueden estar actuando o no sobre el edificio sin posición ni magnitud constante, y se dividen en sobrecargas de uso y acciones climáticas.

2.8.2.1. Sobrecarga de uso

La sobrecarga de uso es el peso de todo lo que puede descansar o gravitar sobre el edificio debido a su uso, los efectos de esta sobrecarga se simulan mediante una carga uniformemente distribuida (Q_k).

En este caso es necesario saber que sobrecarga de uso actúa sobre la cubierta, ya que la del resto del edificio es recibida directamente por la solera.

Tal como se dijo en el apartado anterior, la cubierta está formada por un panel sándwich apoyado sobre correas, y solo va a ser accesible para conservación, por tanto, la categoría de uso es G1.2 según la tabla 3.1 del CTE DB SE-AE

Categoría de uso		Subcategorías de uso		Carga uniforme [kN/m ²]
G	Cubiertas accesibles únicamente para conservación ⁽³⁾	G1 ⁽¹⁾	Cubiertas con inclinación inferior a 20°	1 ⁽⁴⁾⁽⁵⁾
			Cubiertas ligeras sobre correas (sin forjado) ⁽⁵⁾	0,4 ⁽⁶⁾
		G2	Cubiertas con inclinación superior a 40°	0

Tabla 2.8.2.1.1 Tabla 3.1 CTE DB SE-AE Sobrecarga de uso.



Aplicando esta sobrecarga de uso sobre los pórticos de la estructura tenemos:

- Fachada $\rightarrow q_{k,p\ fach} = Q_k \cdot s = 0,4 \cdot 2,25 = 0,9 \text{ kN/m}$
- Pórtico Interior 1 $\rightarrow q_{k,p\ int1} = Q_k \cdot s = 0,4 \cdot 4,5 = 1,8 \text{ kN/m}$
- Pórtico Interior 2 $\rightarrow q_{k,p\ int2} = Q_k \cdot s = 0,4 \cdot 3,75 = 1,5 \text{ kN/m}$
- Pórtico Interior 3 $\rightarrow q_{k,p\ int3} = Q_k \cdot s = 0,4 \cdot 5 = 2 \text{ kN/m}$
- Fachada trasera $\rightarrow q_{k,p\ fach2} = Q_k \cdot s = 0,4 \cdot 2 = 0,8 \text{ kN/m}$

2.8.2.2. Viento

El cálculo de la acción del viento se realiza de acuerdo con lo establecido en el CTE DB SE-AE.3.3.

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

$$q_e = q_b C_e(z) C_p$$

Presión dinámica

La presión dinámica del viento, de forma simplificada podría adoptar un valor de $0,5 \text{ kN/m}^2$, pero se va a obtener un valor más preciso en función del emplazamiento geográfico de la obra mediante el anejo D del CTE DB SE-AE.

El valor básico de la presión dinámica del viento puede obtenerse con la expresión:

$$q_b = 0,5 \delta v_b^2$$

Siendo δ la densidad del aire, que en general puede adoptarse un valor de $1,25 \text{ kg/m}^3$ y v_b es la velocidad básica del viento, cuyo valor puede obtenerse del mapa de la figura D.1 del CTE DB SE-AE en función de la zona eólica donde se ubique el edificio.

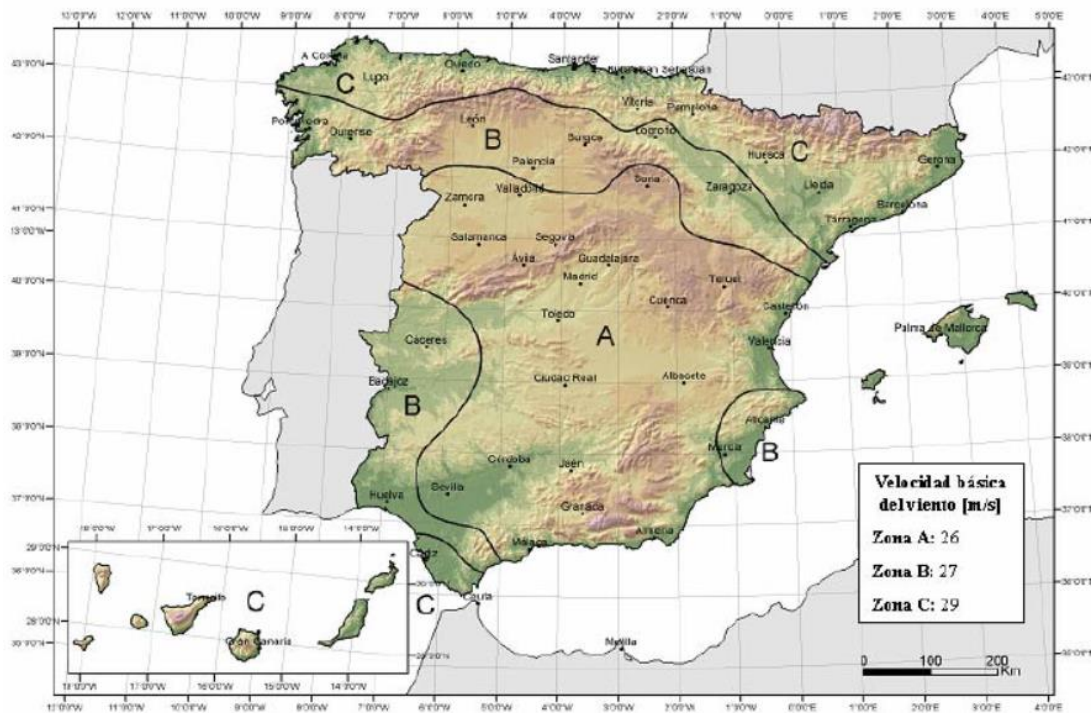


Figura 2.8.2.2.1 Valor básico de la velocidad del viento, v_b . (Figura D.1 CTE DB SE -AE)

En éste caso, el edificio está situado en Murcia, por lo que la zona eólica es la B, siendo $v_b(B) = 27$ m/s y la presión dinámica:

$$q_b = 0,5 \cdot 1,25 \cdot 27^2 = 455,625 \text{ kg/m s}^2 = 0,456 \text{ KN/m}^2$$

Coefficiente de exposición (C_e)

Éste coeficiente depende de la cota z , tiene en cuenta los parámetros característicos de cada tipo de entorno, y su valor puede determinarse mediante la siguiente expresión:

$$C_e = F (F + 7 k)$$

Siendo z la altura de coronación del edificio, que es la que da como resultado un mayor coeficiente de exposición quedando así del lado de la seguridad.

De la tabla D.2 del CTE DB SE-AE pueden obtenerse los parámetros k , L y Z , necesarios para calcular los valores del coeficiente de rugosidad F y posteriormente del coeficiente de exposición C_e .



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	0,15	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 2.8.2.2.1 Coeficientes para tipo de entorno. Tabla D.2 CTE DB SE-AE

$$F = k \ln (\text{máx} (z, Z) / L) = 0,19 \ln (\text{máx} (9,68, 2) / 0,5) = 1$$

$$C_e = 1 (1 + 7 \cdot 0,16) = 2,33$$

Por lo que la acción del viento exterior antes de aplicar los coeficientes de viento es:

$$q_e = 0,456 \cdot 2,33 c_{pe} = 1,06 c_{pe} \text{ KN/m}^2$$

Coeficiente de presión exterior (C_{pe})

Los coeficientes de presión exterior o eólico, c_p , dependen de la dirección relativa del viento, de la forma del edificio, de la posición de elemento considerado y de su área de influencia.

En las tablas D.3 a D.14 se dan valores de coeficientes de presión para diversas formas simples de construcciones, obtenidos como el pésimo de entre los del abanico de direcciones de viento definida en cada caso. En todas ellas la variable A se refiere al área de influencia del elemento o punto considerado. Para estar del lado de la seguridad se utiliza la resultante en cada plano de fachada o cubierta de los valores del anejo D.3 del CTE DB SE-AE, que recoge el pésimo en cada punto debido a varias direcciones de viento.

El coeficiente de presión exterior se calcula de la siguiente manera:

$$C_{pe} = C_p (h/d, \alpha, A, f, zona)$$

Dependen de la dirección relativa del viento (h/d), de la forma del edificio y la posición del elemento ($\alpha, f, zona$) y del área tributaria o de influencia del elemento (A).

En esta estructura el área de tributaria siempre va a superar los 10 m². El resto de variables hacen necesario realizar un estudio por separado de las dos direcciones



principales del viento sobre la estructura, y afecta de manera distinta a cada uno de los pórticos de la misma, siendo numerosos los casos de estudio del coeficiente de presión exterior.

En este caso, como la estructura presenta dos partes diferenciadas, una parte a dos aguas y otras dos a un agua, se consideran dos naves distintas a efectos de cubierta y se calcula viento frontal y lateral en cada una de estas dos partes.

Con este mecanismo, después en CYPE, se pueden editar a mano las cargas que provoca el viento, puesto que ya se han obtenido de forma manual.

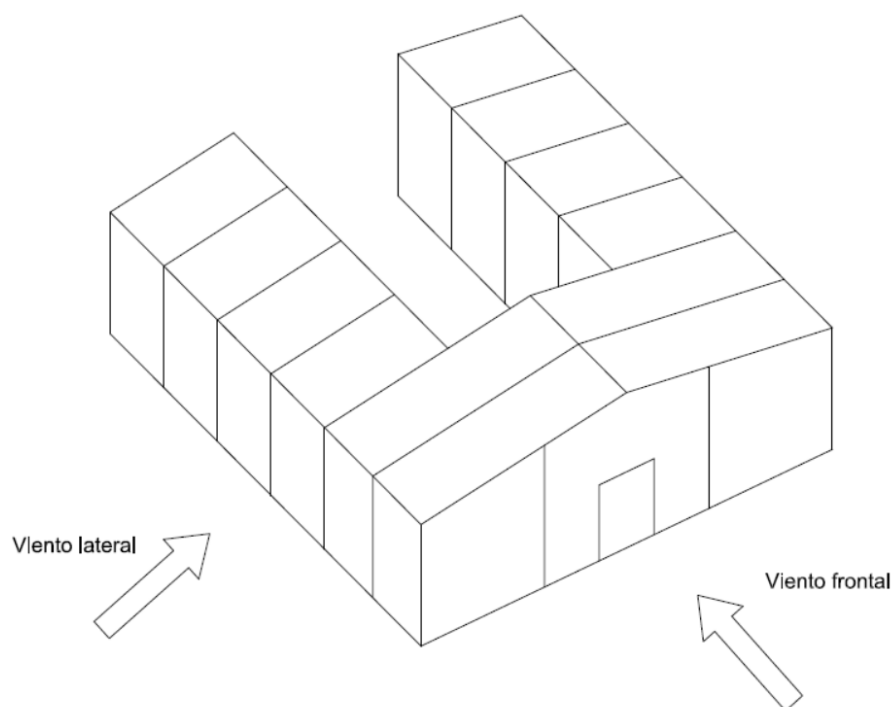
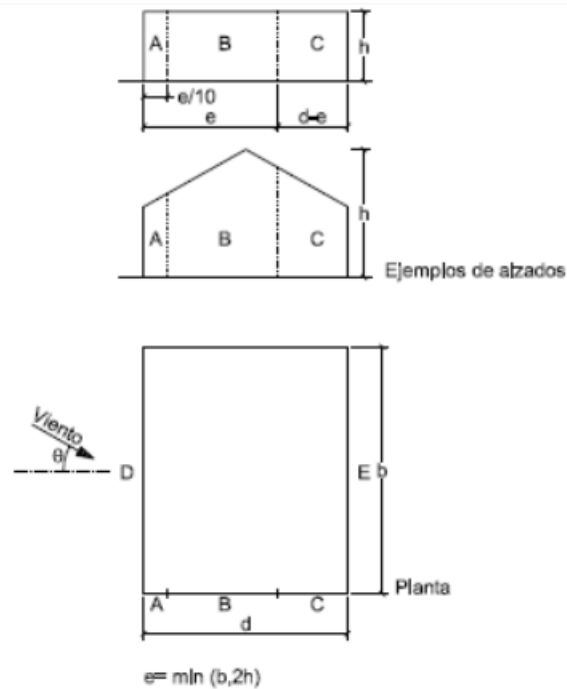


Figura 2.8.2.2.2 Direcciones del viento sobre nave

- **Viento lateral**

En primer lugar, se determinan los valores de los coeficientes eólicos de los cerramientos verticales mediante la tabla D.1 del CTE DB SE-AE, en la que en área tributaria es mayor de 10 m² como se ha dicho anteriormente.

La esbeltez del edificio es h/d , siendo h la altura total del mismo (9,68 m) y d la anchura (30 m), por lo que la esbeltez es de 0,323.



A (m ²)	h/d	Zona (según figura), $-45^\circ < \theta < 45^\circ$				
		A	B	C	D	E
≥ 10	5	-1.2	-0.8	-0.5	0.8	-0.7
	1	"	"	"	"	-0.5
	≤ 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

Figura 2.9.2.2.3 Valores de los coeficientes eólicos de los cerramientos verticales. (Tabla D.1 Paramentos verticales CTE DB-SE-AE)

Para obtener los coeficientes eólicos de los cerramientos verticales (C_{pe}) se interpola la esbeltez. Estos, multiplicados por el valor de la presión dinámica y el coeficiente de exposición (1,06) dan como resultado el valor de las cargas superficiales de viento:



VIENTO LATERAL					
	A	B	C	D	E
C_{pe}	-1,2	-0,8	-0,5	0,71	-0,319
Q_{vl} (kN/m ²)	-1,272	-0,848	-0,53	0,753	-0,338

Tabla 2.8.2.2.2 Coeficientes eólicos y carga de viento lateral.

La profundidad de las zonas A, B y C en las fachadas frontales depende de e , que en este caso es:

$$e = \min (b, 2h) = \min (28, 2 \cdot 9,68) = 19,36 \text{ m}$$

Profundidades de A, B y C:

$$x(A) = e/10 = 1,936 \text{ m}$$

$$x(B) = e - e/10 = 17,424 \text{ m}$$

$$x(C) = d - e = 30 - 19,36 = 10,64 \text{ m}$$

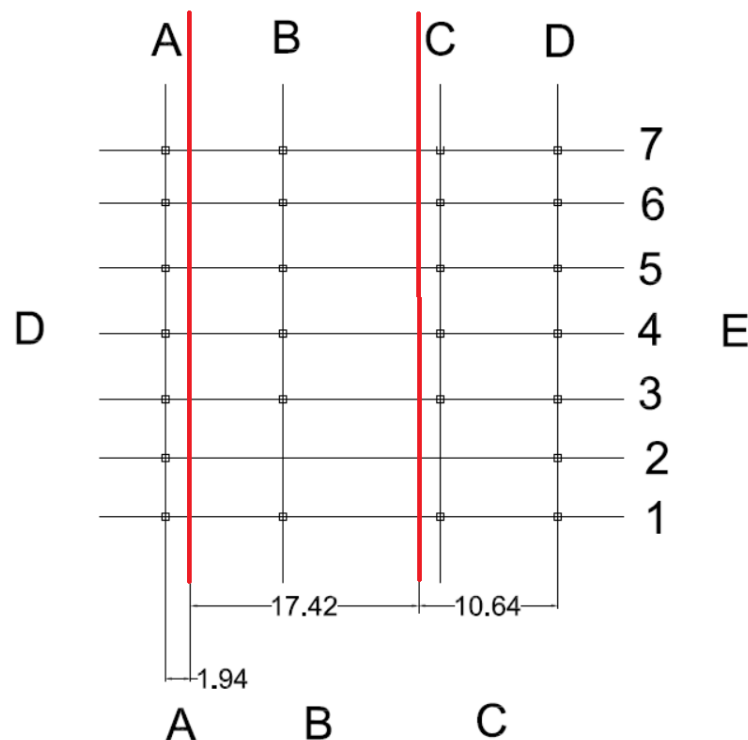


Figura 2.8.2.2.4 Esquema de cargas de viento lateral según zona.

Aplicando la carga resultante de cada zona sobre los pilares, multiplicándola por el área tributaria de cada uno, se obtiene la carga de viento lateral que actúa sobre cada uno de ellos, en kN/m. Los resultados se muestran en la tabla 2.8.2.2.3 (Signo + implica



presión exterior y – succión exterior). La numeración de los pilares se corresponde a la asignada en la tabla en la figura 2.8.2.2.4

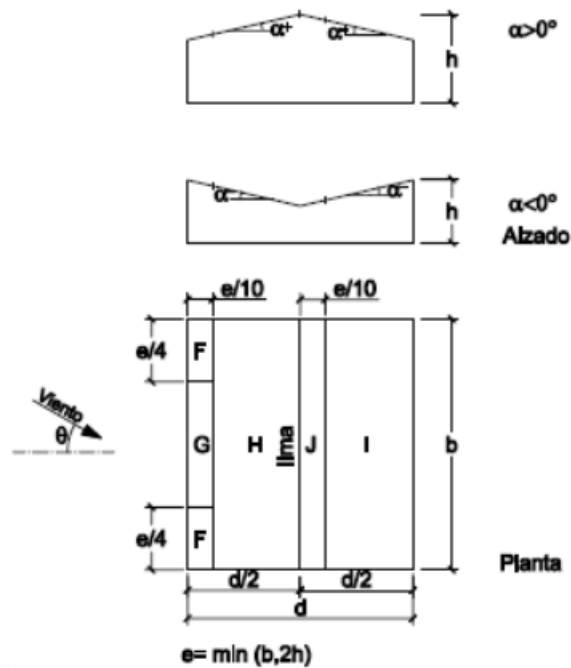
Cargas de viento lateral en pilares (kN/m)		
Pilar	Plano XZ (Plano pórtico)	Plano YZ (Plano \perp pórtico)
1A	1,69	-4,64
2A	3,39	-
3A	3,58	-
4A	3,77	-
5A	3,77	-
6A	3,77	-
7A	1,88	-4,64
1B	-	-8,90
2B	-	-
3B	-0,85	-
4B	-1,69	-
5B	-1,69	-
6B	-1,69	-
7B	-0,85	-3,82
1C	-	-6,97
2C	-	-
3C	3,58	-
4C	3,77	-
5C	3,77	-
6C	3,77	-
7C	1,88	-2,39
1D	-0,76	-2,39
2D	-1,52	-
3D	-1,61	-
4D	-1,69	-
5D	-1,69	-
6D	-1,69	-
7D	-0,85	-2,65

Tabla 2.8.2.2.3 Cargas de viento laterales sobre pilares.

Ahora para conocer las cargas de viento en las cubiertas, es cuando se divide la nave en dos, según sean dos aguas o una y se calculan por separado. Para ello, previamente se deben obtener los coeficientes eólicos de presión en cada una de las zonas de la cubierta, a través de la tabla D.4 y D.3 del CTE DB SE-AE, para una cubierta de superficie tributaria mayor de 10 m² y 6° de inclinación a dos aguas y a un agua, respectivamente.



Cubierta a dos aguas:



Pendiente de la cubierta α	A (m ²)	Zona (según figura)				
		F	G	H	I	J
-45°	≥ 10	-0,6	-0,6	-0,8	-0,7	-1
	≤ 1	-0,6	-0,6	-0,8	-0,7	-1,5
-30°	≥ 10	-1,1	-0,8	-0,8	-0,6	-0,8
	≤ 1	-2	-1,5	-0,8	-0,6	-1,4
-15°	≥ 10	-2,5	-1,3	-0,9	-0,5	-0,7
	≤ 1	-2,8	-2	-1,2	-0,5	-1,2
-5°	≥ 10	-2,3	-1,2	-0,8	0,2	0,2
	≤ 1	-2,5	-2	-1,2	-0,6	-0,6
5°	≥ 10	-1,7	-1,2	-0,6	0,2	0,2
	≤ 1	+0,0	+0,0	+0,0	-0,6	-0,6
15°	≥ 10	-2,5	-2	-1,2	0,2	0,2
	≤ 1	+0,0	+0,0	+0,0	-0,6	-0,6
30°	≥ 10	-0,9	-0,8	-0,3	-0,4	-1
	≤ 1	0,2	0,2	0,2	+0,0	+0,0
45°	≥ 10	-2	-1,5	-0,3	-0,4	-1,5
	≤ 1	0,2	0,2	0,2	+0,0	+0,0
30°	≥ 10	-0,5	-0,5	-0,2	-0,4	-0,5
	≤ 1	0,7	0,7	0,4	0	0
45°	≥ 10	-1,5	-1,5	-0,2	-0,4	-0,5
	≤ 1	0,7	0,7	0,4	0	0
45°	≥ 10	-0,0	-0,0	-0,0	-0,2	-0,3
	≤ 1	0,7	0,7	0,6	+0,0	+0,0
45°	≥ 10	-0,0	-0,0	-0,0	-0,2	-0,3
	≤ 1	0,7	0,7	0,6	+0,0	+0,0

Figura 2.8.2.2.5 Coeficientes eólicos de presión por zonas en cubiertas a dos aguas. Tabla D.4 Cubiertas a dos aguas.

Interpolando los valores resaltados de la figura 2.8.2.2.4 para 6° de inclinación de cubierta se obtienen los coeficientes eólicos, los cuales multiplicados por el valor de la



presión dinámica y el coeficiente de exposición (1,06) dan como resultado el valor de las cargas de viento:

	F	G	H	I	J
C_{pe}	-1,62	-1,16	-0,57	-0,58	0,08
$Q_{vi}(S)$ (kN/m ²)	-1,717	-1,23	-0,604	-0,615	0,085
C_{pe}	0,02	0,02	0,02	-0,54	-0,54
$Q_{vi}(P)$ (kN/m ²)	0,021	0,021	0,021	-0,572	-0,572

Tabla 2.8.2.2.4 Coeficientes eólicos y cargas de viento lateral en cubierta. Succión y presión.
Parte a dos aguas.

Profundidades de los tramos:

$$e = \min(b, 2h) = \min(9, 2 \cdot 9,68) = 9 \text{ m}$$

$$x(F, G) = x(J) = e/10 = 0,9 \text{ m}$$

$$x(H) = d/2 - e/10 = 14,1 \text{ m}$$

$$x(F) = e/4 = 2,25 \text{ m}$$

$$x(G) = b - e/2 = 4,5 \text{ m}$$

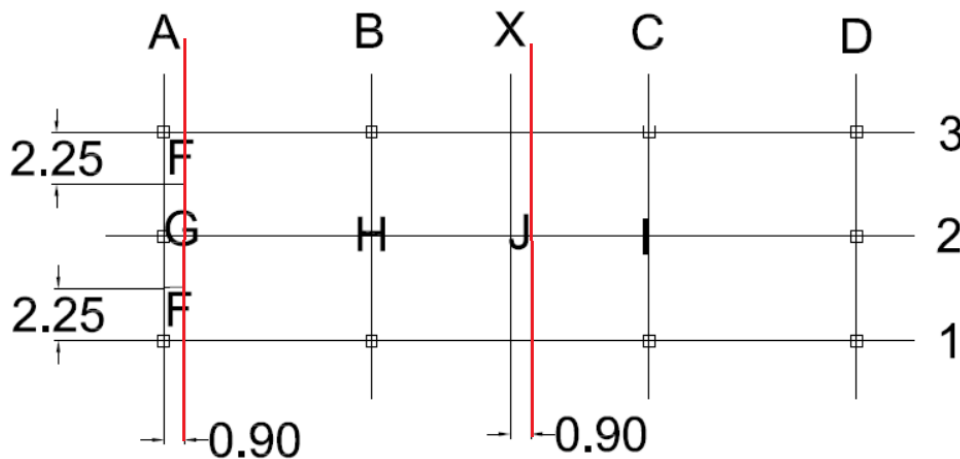


Figura 2.8.2.2.6 Esquema de cargas de viento lateral en cubierta según zonas. Parte a dos aguas.

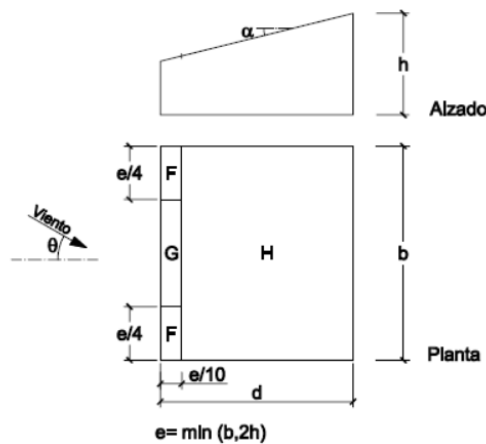
Ahora se aplica la carga resultante de cada zona de la cubierta y se obtiene la carga de viento lateral que actúa sobre cada jácena de la estructura, en kN/m. Los resultados se muestran en la tabla 2.8.2.2.5 (Signo + implica presión exterior y – succión exterior).



Cargas de viento lateral en cubierta a dos aguas (kN/m)				
	Succión		Presión	
Jácenas	Tramo 1	Tramo 2	Tramo 1	Tramo 2
1AX	-3,86	-1,36	0,05	0,05
2AX	-5,54	-2,72	0,09	0,09
3AX	-3,86	-1,36	0,05	0,05
1XD	0,19	-1,38	-1,29	-1,29
2XD	0,38	0,38	-2,57	-2,57
3XD	0,19	-1,38	-1,29	-1,29

Tabla 2.8.2.2.5 Cargas de viento lateral sobre jácenas. Parte a dos aguas.

Cubierta a un agua:



Pendiente de la cubierta α	A (m ²)	Zona (según figura), $-45^\circ < \theta < 45^\circ$		
		F	G	H
5°	≥ 10	-1,7 +0,0	-1,2 +0,0	-0,6 +0,0
	≤ 1	-2,5 +0,0	-2,0 +0,0	-1,2 +0,0
15°	≥ 10	-0,9 0,2	-0,8 0,2	-0,3 0,2
	≤ 1	-2,0 0,2	-1,5 0,2	-0,3 0,2
30°	≥ 10	-0,5 0,7	-0,5 0,7	-0,2 0,4
	≤ 1	-1,5 0,7	-1,5 0,7	-0,2 0,4
45°	≥ 10	-0,0 0,7	-0,0 0,7	-0,0 0,6
	≤ 1	-0,0 0,7	-0,0 0,7	-0,0 0,6
60°	≥ 10	0,7	0,7	0,7
	≤ 1	0,7	0,7	0,7

Figura 2.8.2.2.7 Coeficientes eólicos de presión por zonas en cubiertas a un agua.

Interpolando los valores resaltados de la figura 2.8.2.2.6 para 6° de inclinación de cubierta se obtienen los coeficientes eólicos, los cuales multiplicados por el valor de la presión dinámica y el coeficiente de exposición (1,06) dan como resultado el valor de las cargas de viento:



	F	G	H
C_{pe}	-1,62	-1,16	-0,57
$Q_{vi}(S)$	-1,717	-1,23	-0,604
C_{pe}	0,02	0,02	0,02
$Q_{vi}(P)$	0,021	0,021	0,021

Tabla 2.8.2.2.6 Coeficientes eólicos y cargas de viento lateral en cubierta. Succión y presión.
Parte a un agua.

Profundidades de los tramos:

$$e = \min(b, 2h) = \min(19, 2 \cdot 9) = 18 \text{ m}$$

$$x(F, G) = e/10 = 1,8 \text{ m}$$

$$x(F) = e/4 = 4,5 \text{ m}$$

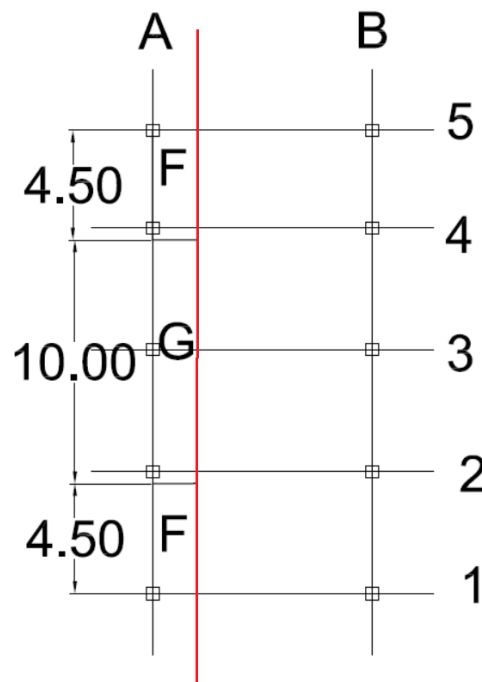


Figura 2.8.2.2.8 Esquema de cargas de viento lateral en cubierta según zonas. Parte a un
agua.

Ahora se aplica la carga resultante de cada zona de la cubierta y se obtiene la carga de viento lateral que actúa sobre cada jácena de la estructura, en kN/m. Los resultados se muestran en la tabla 2.8.2.2.7 (Signo + implica presión exterior y – succión exterior).



Cargas de viento lateral en cubierta a un agua (kN/m)				
	Succión		Presión	
Jácnas	Tramo 1	Tramo 2	Tramo 1	Tramo 2
1AB	-4,29	-1,51	0,05	0,05
2AB	-7,12	-3,02	0,11	0,11
3AB	-6,15	-3,02	0,11	0,11
4AB	-7,12	-3,02	0,11	0,11
5AB	-4,29	-1,51	0,05	0,05

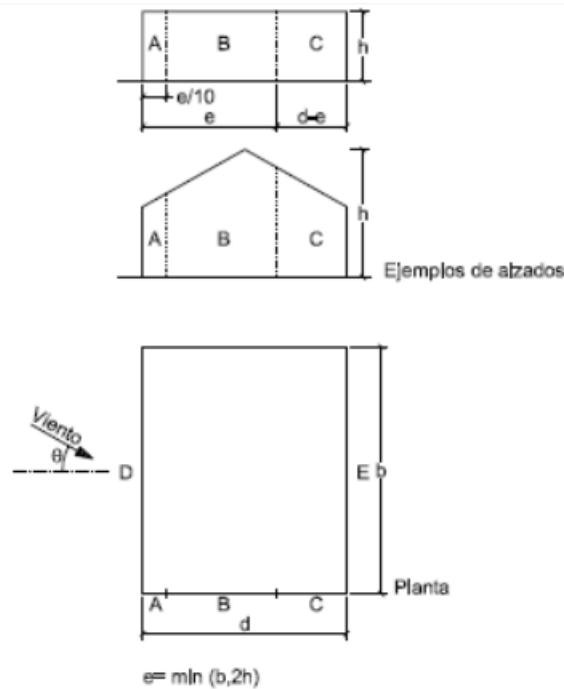
Tabla 2.8.2.2.7 Cargas de viento lateral sobre jácnas. Parte a un agua.

- **Viento frontal**

Para calcular el viento frontal, primero se calculan de nuevo los valores de los coeficientes eólicos de los cerramientos verticales mediante la tabla D.3 del CTE DB SE-AE, en la que en área tributaria es mayor de 10 m².

En éste caso la dimensión b es la luz del edificio (30 m) y la dimensión d es la profundidad del mismo (28 m).

La esbeltez del edificio es h/d , siendo h la altura total del mismo (9,68 m) y d la profundidad (28 m), por lo que la esbeltez es de 0,346.



A (m ²)	h/d	Zona (según figura), $-45^\circ < \theta < 45^\circ$				
		A	B	C	D	E
≥ 10	5	-1.2	-0.8	-0.5	0.8	-0.7
	1	"	"	"	"	-0.5
	≤ 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

Figura 2.8.2.2.9 Valores de los coeficientes eólicos de los cerramientos verticales. (Tabla D.1 Paramentos verticales CTE DB-SE-AE)

Para obtener los coeficientes eólicos de los cerramientos verticales (C_{pe}) se interpola la esbeltez, exactamente igual que se ha hecho en la parte del viento lateral. Estos, multiplicados por el valor de la presión dinámica y el coeficiente de exposición (1,06) dan como resultado el valor de las cargas superficiales de viento:



	A	B	C	D	E
C_{pe}	-1,2	-0,8	-0,5	0,711	-0,322
$Q_{vf}(\text{kN/m}^2)$	-1,272	-0,848	-0,53	0,753	-0,34

Tabla 2.8.2.2.8 Coeficientes eólicos y carga de viento frontal.

La profundidad de las zonas A, B y C en las fachadas frontales depende de e , que en este caso es:

$$e = \min(b, 2h) = \min(30, 2 \cdot 9,68) = 19,36 \text{ m}$$

Profundidades de A, B y C:

$$x(A) = e/10 = 1,936 \text{ m}$$

$$x(B) = e - e/10 = 17,424 \text{ m}$$

$$x(C) = d - e = 28 - 19,36 = 8,64 \text{ m}$$

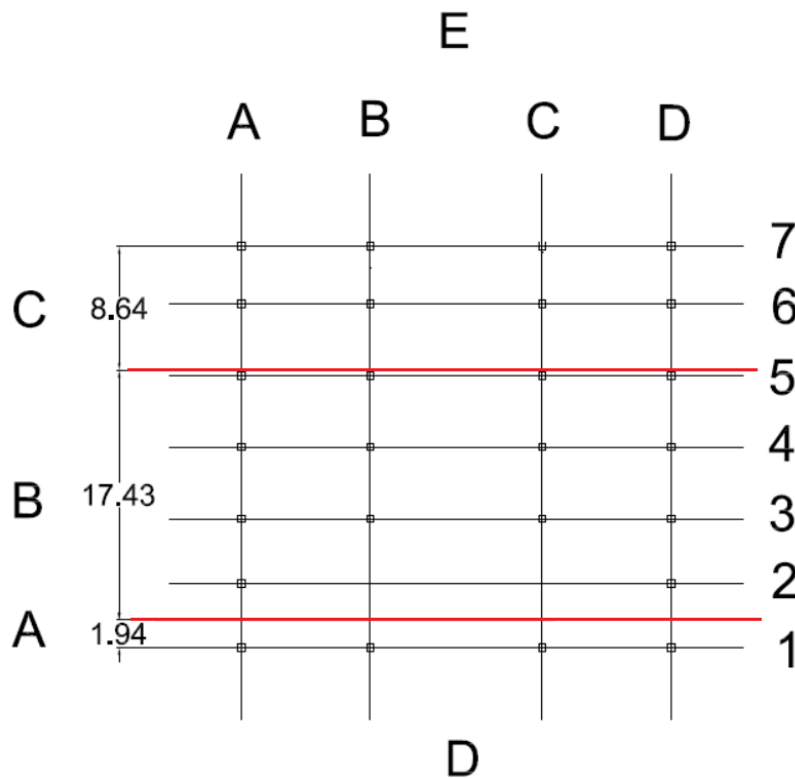


Figura 2.8.2.2.10 Esquema de cargas de viento frontal según zona.

Aplicando la carga resultante de cada zona sobre los pilares, multiplicándola por el área tributaria de cada uno, se obtiene la carga de viento lateral que actúa sobre cada



uno de ellos, en kN/m. Los resultados se muestran en la tabla 2.8.2.2.10 (Signo + implica presión exterior y – succión exterior). La numeración de los pilares se corresponde a la asignada en la tabla en la figura 2.8.2.2.10

Cargas de viento frontal en pilares (kN/m)		
Pilar	Plano XZ (Plano pórtico)	Plano YZ (Plano \perp pórtico)
1A	-2,73	3,39
2A	-3,82	-
3A	-4,03	-
4A	-4,24	-
5A	-2,94	-
6A	-2,65	-
7A	-1,33	-1,53
1B	-	7,91
2B	-	-
3B	-1,91	-2,04
4B	-4,24	-
5B	-2,94	-
6B	-2,65	-
7B	-2,73	-1,53
1C	-	7,91
2C	-	-
3C	-1,91	-2,04
4C	-4,24	-
5C	-2,94	-
6C	-2,65	-
7C	-2,73	-1,53
1D	-2,73	3,39
2D	-3,82	-
3D	-4,03	-
4D	-4,24	-
5D	-2,94	-
6D	-2,65	-
7D	-1,33	-1,53

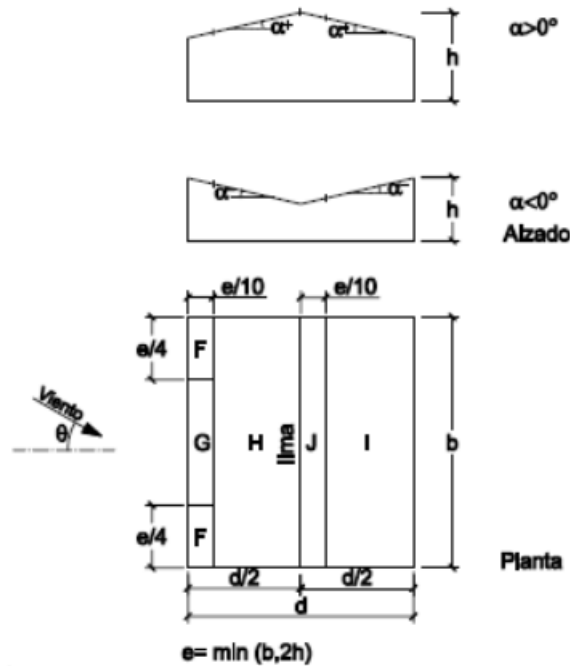
Tabla 2.9.2.2.9 Cargas de viento frontal sobre pilares.

Ahora para conocer las cargas de viento frontal en las cubiertas, se procede de la misma forma que antes, se divide la nave en dos, según sea una o dos aguas y se calculan por separado. Para ello, previamente se deben obtener los coeficientes eólicos de presión en cada una de las zonas de la cubierta, a través de la tabla D.4 y D.3 del CTE DB



SE-AE, para una cubierta de superficie tributaria mayor de 10 m² y 6° de inclinación a dos aguas y de un agua, respectivamente.

Cubierta a dos aguas:



Pendiente de la cubierta α	A (m ²)	Zona (según figura)				
		F	G	H	I	J
-45°	≥ 10	-0,6	-0,6	-0,8	-0,7	-1
	≤ 1	-0,6	-0,6	-0,8	-0,7	-1,5
-30°	≥ 10	-1,1	-0,8	-0,8	-0,6	-0,8
	≤ 1	-2	-1,5	-0,8	-0,6	-1,4
-15°	≥ 10	-2,5	-1,3	-0,9	-0,5	-0,7
	≤ 1	-2,8	-2	-1,2	-0,5	-1,2
-5°	≥ 10	-2,3	-1,2	-0,8	0,2	0,2
	≤ 1	-2,5	-2	-1,2	0,2	0,2
5°	≥ 10	-1,7	-1,2	-0,6	0,2	0,2
	≤ 1	-2,5	-2	-1,2	0,2	0,2
15°	≥ 10	-0,9	-0,8	-0,3	-0,4	-1
	≤ 1	0,2	0,2	0,2	+0,0	+0,0
30°	≥ 10	-0,5	-0,5	-0,2	-0,4	-0,5
	≤ 1	0,7	0,7	0,4	0	0
45°	≥ 10	-0,0	-0,0	-0,0	-0,2	-0,3
	≤ 1	0,7	0,7	0,6	+0,0	+0,0

Figura 2.8.2.2.11 Coeficientes eólicos de presión por zonas en cubiertas a dos aguas.



Interpolando los valores resaltados de la figura 2.8.2.2.11 para 6º de inclinación de cubierta se obtienen los coeficientes eólicos, los cuales multiplicados por el valor de la presión dinámica y el coeficiente de exposición (1,06) dan como resultado el valor de las cargas de viento:

	F	G	H	I
C_{pe}	-1,57	-1,3	-0,69	-0,59
$Q_{vf} (kN/m^2)$	-1,66	-1,378	-0,731	-0,625

Tabla 2.8.2.2.10 Coeficientes eólicos y cargas de viento frontal en cubierta. Succión y presión.
Parte a dos aguas.

Profundidades de los tramos:

$$e = \min (b, 2h) = \min (30, 2 \cdot 9,68) = 19,36 \text{ m}$$

$$x (F, G) = e/10 = 1,94 \text{ m}$$

$$x(H) = e/2 = 9,68 \text{ m} \rightarrow 7,06 \text{ m}$$

$$x(F) = e/4 = 4,84 \text{ m}$$

$$x(G) = b - e/2 = 20,32 \text{ m}$$

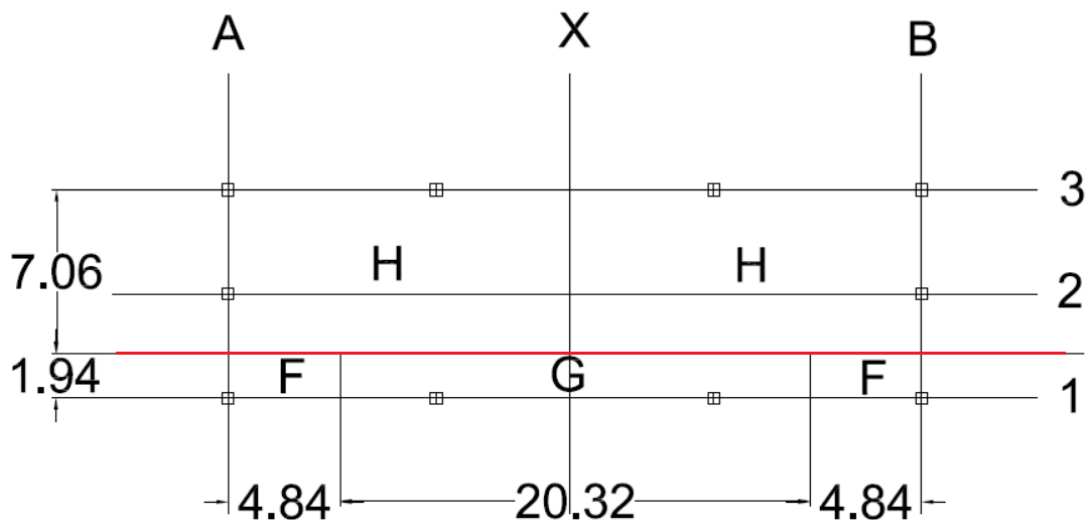


Figura 2.8.2.2.12 Esquema de cargas de viento frontal según zona.

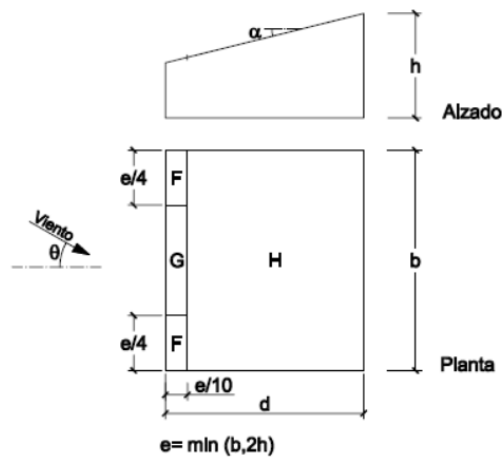


Aplicando la carga resultante de cada zona de la cubierta, se obtiene la carga de viento frontal que actúa sobre cada una, en kN/m. Los resultados se muestran en la tabla 2.8.2.2.12 (Signo + implica presión exterior y – succión exterior).

Cargas de viento frontal en cubierta a dos aguas (kN/m)		
Jácenas	Tramo 1	Tramo 2
1AX	-3,87	-3,43
2AX	-1,23	-1,11
3AX	-1,64	-1,64
1XB	-3,87	-3,43
2XB	-1,23	-1,11
3XB	-1,64	-1,64

Tabla 2.8.2.2.11 Cargas de viento frontal sobre jácenas. Parte a dos aguas.

Cubierta a un agua:



Pendiente de la cubierta α	A (m ²)	Zona (según figura), $-45^\circ < \theta < 45^\circ$		
		F	G	H
5°	≥ 10	-1,7 +0,0	-1,2 +0,0	-0,6 +0,0
	≤ 1	-2,5 +0,0	-2,0 +0,0	-1,2 +0,0
15°	≥ 10	-0,9 0,2	-0,8 0,2	-0,3 0,2
	≤ 1	-2,0 0,2	-1,5 0,2	-0,3 0,2
30°	≥ 10	-0,5 0,7	-0,5 0,7	-0,2 0,4
	≤ 1	-1,5 0,7	-1,5 0,7	-0,2 0,4
45°	≥ 10	-0,0 0,7	-0,0 0,7	-0,0 0,6
	≤ 1	-0,0 0,7	-0,0 0,7	-0,0 0,6
60°	≥ 10	0,7	0,7	0,7
	≤ 1	0,7	0,7	0,7

Figura 2.8.2.2.13 Coeficientes eólicos de presión por zonas en cubiertas a dos aguas.



Interpolando los valores resaltados de la figura 2.8.2.2.11 para 6º de inclinación de cubierta se obtienen los coeficientes eólicos, los cuales multiplicados por el valor de la presión dinámica y el coeficiente de exposición (1,06) dan como resultado el valor de las cargas de viento:

	Finf	Fsup	G	H	I
C_{pe}	-2,05	-2,13	-1,81	-0,62	-0,52
Q_{vf} (kN/m ²)	-2,173	-2,258	-1,919	-0,657	-0,55

Tabla 2.8.2.2.12 Coeficientes eólicos y cargas de viento frontal en cubierta. Succión y presión.
Parte a un agua.

Profundidades de los tramos:

$$e = \min (b, 2h) = \min (9, 2 \cdot 9,68) = 9 \text{ m}$$

$$x (F, G) = e/10 = 0,9 \text{ m}$$

$$x(H) = e/2 = 4,5 \text{ m}$$

$$x(I) = d - e/10 - e/2 = 13,6 \text{ m}$$

$$x(F) = e/4 = 2,25 \text{ m}$$

$$x(G) = b - e/2 = 4,5 \text{ m}$$

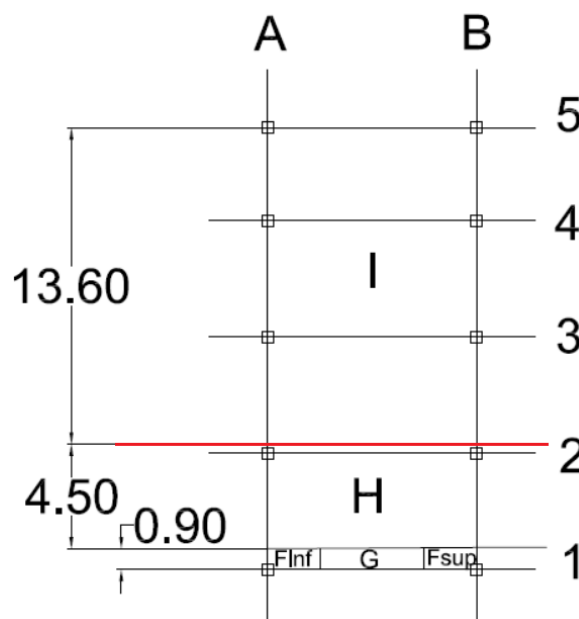


Figura 2.8.2.2.14 Esquema de cargas de viento frontal según zona.



Aplicando la carga resultante de cada zona de la cubierta, se obtiene la carga de viento frontal que actúa sobre cada una, en kN/m. Los resultados se muestran en la tabla 2.8.2.2.14 (Signo + implica presión exterior y – succión exterior).

Cargas viento frontal cubierta a un agua (kN/m)	
Jácenas	Tramo 1
1AB	-
2AB	-1,29
3AB	-2,75
4AB	-2,75
5AB	-1,38

Tabla 2.8.2.2.13 Cargas de viento frontal sobre jácenas. Parte a un agua.

- **Viento interior**

La acción del viento en el interior de la estructura puede considerarse como una acción extraordinaria o como una acción persistente o transitoria.

El valor de la presión dinámica (q_b), en ambos casos, es igual que el calculado anteriormente, con un valor de 0,456 kN/m².

$$q_e = q_b c_e(z) c_p$$

Para calcular el valor del coeficiente de exposición ($c_e(z)$), se estima que existe un hueco dominante (la puerta de la fachada frontal), de altura total 5 m, por lo que su punto medio está situado a $z = 2,5$ m.

$$F = k \ln (\text{máx} (z, Z) / L) = 0,19 \ln (\text{máx} (2,5, 2) / 0,05) = 0,743$$

$$C_e = F (F + 7 k) = 0,743 (0,743 + 7 \cdot 0,19) = 1,54$$

Los valores de k , Z y L se han obtenido de la tabla 2.8.2.2.1 para una zona rural accidentada con construcciones pequeñas (III), y estos son 0,19, 2 y 0,05 respectivamente.



Por lo tanto:

$$q_e = 0,456 \cdot 1,54 c_{pi} = 0,702 c_{pi} \text{ kN/m}^2$$

Después se calcula el coeficiente de presión interior, el cual es diferente en función de la situación que se suponga para la acción del viento interior.

Situación persistente o transitoria:

La primera opción consiste en considerar la acción del viento interior como persistente o transitoria, en cuyo caso se deben considerar unos coeficientes de viento no tan restrictivos como los que aparecen en la tabla 3.6 del CTE DB SE-AE.

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 2.8.2.2.14 Coeficientes eólicos interiores. (Tabla 3.6 CTE DB SE-AE)

Se propone utilizar un coeficiente de presión interior $c_{pi} = +0,2$ y un coeficiente de succión interior $c_{pi} = -0,3$.

Con estos valores, se puede distinguir entre viento interior de succión (VIS) y viento interior de succión (VIP), los cuales tiene un valor de:

$$VIS = 0,702 \cdot -0,3 = -0,2106 \text{ kN/m}^2$$

$$VIP = 0,702 \cdot 0,2 = 0,1404 \text{ kN/m}^2$$

Cargas en el plano del pórtico (XZ):

- Pórticos 1 y 2:

$$VIS = -0,2106 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \begin{cases} q_{VIS,INT} = -0,2106 \cdot 4,5 = -0,948 \text{ kN/m} \\ q_{VIS,FACH} = -0,2106 \cdot 2,25 = -0,474 \text{ kN/m} \end{cases}$$

$$VIP = 0,1404 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \begin{cases} q_{VIP,INT} = 0,1404 \cdot 4,5 = 0,632 \text{ kN/m} \\ q_{VIP,FACH} = 0,1404 \cdot 2,25 = 0,316 \text{ kN/m} \end{cases}$$

- Pórticos 3,4,5,6,7:

$$VIS = -0,2106 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \begin{cases} q_{VIS,INT3} = -0,2106 \cdot 4,75 = -1 \text{ kN/m} \\ q_{VIS,INT4,5,6} = -0,2106 \cdot 5 = -1,053 \text{ kN/m} \\ q_{VIS,INT7} = -0,2106 \cdot 2 = -0,527 \text{ kN/m} \end{cases}$$



$$VIP = 0,1404 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \begin{cases} q_{VIP,INT3} = 0,1404 \cdot 4,75 = 0,667 \text{ kN/m} \\ q_{VIP,INT4,5,6} = 0,1404 \cdot 5 = 0,702 \text{ kN/m} \\ q_{VIP,INT7} = 0,1404 \cdot 2 = 0,351 \text{ kN/m} \end{cases}$$

Cargas en el plano perpendicular al del pórtico (YZ):

- Pórtico 1:

$$VIS = -0,2106 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \begin{cases} q_{VIS,INT} = -0,2106 \cdot 10,5 = -2,211 \text{ kN/m} \\ q_{VIS,FACH} = -0,2106 \cdot 4,5 = -0,948 \text{ kN/m} \end{cases}$$

$$VIP = 0,1404 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \begin{cases} q_{VIP,INT} = 0,1404 \cdot 10,5 = 1,474 \text{ kN/m} \\ q_{VIP,FACH} = 0,1404 \cdot 4,5 = 0,632 \text{ kN/m} \end{cases}$$

- Pórtico 7:

$$VIS = -0,2106 \text{ kN/m}^2 \rightarrow q_{VIS,INT7} = -0,2106 \cdot 4,5 = -0,948 \text{ kN/m}$$

$$VIP = 0,1404 \text{ kN/m}^2 \rightarrow q_{VIP,INT} = 0,1404 \cdot 4,5 = 0,632 \text{ kN/m}$$

Situación extraordinaria:

La segunda opción consiste en considerar la acción del viento interior como accidental, en cuyo caso se deben considerar los coeficientes de viento interior más desfavorables en la situación de presión y succión interior, valores que aparecen en la tabla 2.8.2.2.14, 3.6 del CTE DB SE-AE.

Los valores más desfavorables son:

- Coeficiente de presión interior $c_{pi} = 0,7$
- coeficiente de succión interior $c_{pi} = -0,5$.

Con estos valores, se puede distinguir entre viento interior de succión (VIS) y viento interior de succión (VIP), los cuales tiene un valor, en kN/m^2 de:

$$VIS = 0,702 \cdot -0,5 = -0,351 \text{ kN/m}^2$$

$$VIP = 0,702 \cdot 0,7 = 0,4914 \text{ kN/m}^2$$



Cargas en el plano del pórtico (XZ):

$$VIS = -0,351 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \begin{cases} q_{VIS,INT1} = -0,351 \cdot 2,25 = -0,79 \text{ kN/m} \\ q_{VIS,INT2} = -0,351 \cdot 4,5 = -1,58 \text{ kN/m} \\ q_{VIS,INT3} = -0,351 \cdot 4,75 = -1,67 \text{ kN/m} \\ q_{VIS,INT4,5,6} = -0,351 \cdot 5 = -1,76 \text{ kN/m} \\ q_{VIS,INT7} = -0,351 \cdot 2 = -0,88 \text{ kN/m} \end{cases}$$

$$VIP = 0,4914 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \begin{cases} q_{VIP,INT1} = 0,4914 \cdot 2,25 = 1,11 \text{ kN/m} \\ q_{VIP,INT2} = 0,4914 \cdot 4,5 = 2,21 \text{ kN/m} \\ q_{VIP,INT3} = 0,4914 \cdot 4,75 = 2,33 \text{ kN/m} \\ q_{VIP,INT4,5,6} = 0,4914 \cdot 5 = 2,46 \text{ kN/m} \\ q_{VIP,INT7} = 0,4914 \cdot 2 = 1,23 \text{ kN/m} \end{cases}$$

Cargas en el plano perpendicular al del pórtico (YZ):

$$VIS = -0,351 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \begin{cases} q_{VIS,INT} = -0,351 \cdot 10,5 = -3,69 \text{ kN/m} \\ q_{VIS,EXT} = -0,351 \cdot 4,5 = -1,58 \text{ kN/m} \\ q_{VIS,7} = -0,351 \cdot 4,5 = -1,58 \text{ kN/m} \end{cases}$$

$$VIP = 0,4914 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \begin{cases} q_{VIP,INT} = 0,4914 \cdot 10,5 = 5,16 \text{ kN/m} \\ q_{VIP,EXT} = 0,4914 \cdot 4,5 = 2,21 \text{ kN/m} \\ q_{VIP,7} = 0,4914 \cdot 4,5 = 2,21 \text{ kN/m} \end{cases}$$

Este es el cálculo analítico a mano de las cargas producidas por la acción del viento. Ahora se muestra el cálculo que realiza CYPE y comprobaremos la similitud de los resultados.

En primer lugar, en CYPE se introduce la zona eólica y el grado de aspereza igual que se ha hecho anteriormente, además del período de servicio y la opción de introducir huecos.




CTE DB SE-AE NTE

CTE DB SE-AE
Código Técnico de la Edificación.
Documento Básico Seguridad Estructural - Acciones en la Edificación

Zona eólica

A. Velocidad básica: 26 m/s
 B. Velocidad básica: 27 m/s
 C. Velocidad básica: 29 m/s



Grado de aspereza

Única Según dirección

Viento a 0° : III. Zona rural accidentada o llana con obstáculos
Viento a 90° : III. Zona rural accidentada o llana con obstáculos
Viento a 180° : III. Zona rural accidentada o llana con obstáculos
Viento a 270° : III. Zona rural accidentada o llana con obstáculos

Periodo de servicio (años)

Con huecos

Coficiente de obstrucción para cubiertas aisladas

Figura 2.8.2.2.15 Introducción de datos del viento en CYPE.

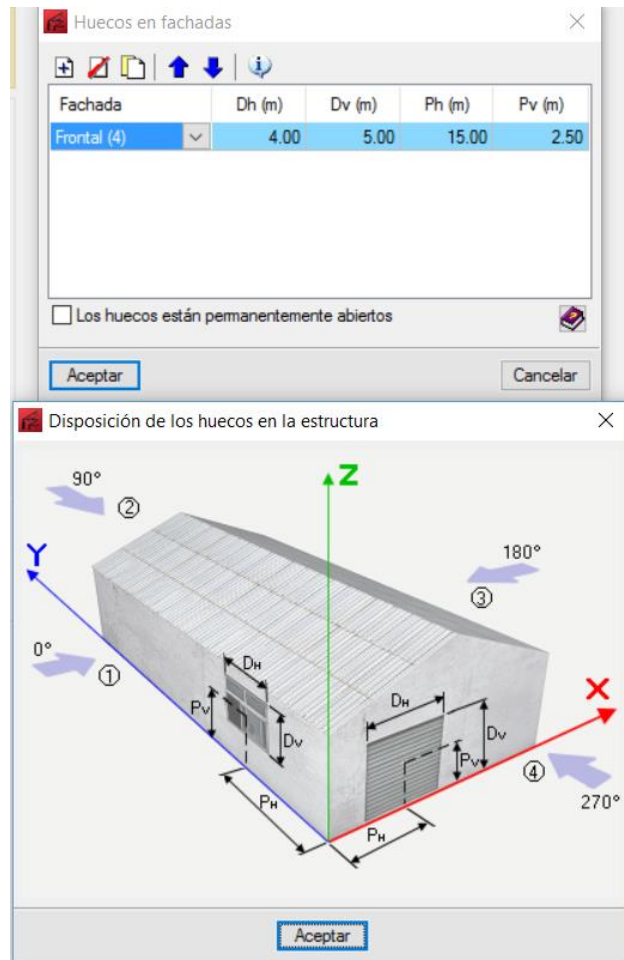


Figura 2.8.2.2.16 Introducción de huecos en fachada en CYPE.

Tras la introducción de los datos, CYPE trabaja con estos y crea las hipótesis necesarias, 12 en la parte de la nave a dos aguas y 5 en la parte a un agua, aunque realmente, cuando se exporte la estructura a CYPE 3D se deberán completar las hipótesis en esta última parte, introduciendo las cargas que sean necesarias a mano, tal y como se ve más adelante.



Figura 2.8.2.2.17 Direcciones del viento sobre la nave.

Parte a 2 aguas:

Zona eólica: B, debido a la cercanía con esta, así quedando del lado de la seguridad.

Viento a 0°: III. Zona rural accidentada o llana con obstáculos

Viento a 90°: III. Zona rural accidentada o llana con obstáculos

Viento a 180°: III. Zona rural accidentada o llana con obstáculos

Viento a 270°: III. Zona rural accidentada o llana con obstáculos

Periodo de servicio (años): 50

Profundidad nave industrial: 9,00 m

Con huecos:

- Área izquierda: 0,00 m²
- Altura izquierda: 0,00 m
- Área derecha: 0,00 m²
- Altura derecha: 0,00 m
- Área frontal: 20,00 m²
- Altura frontal: 2,50 m
- Área trasera: 0,00 m²
- Altura trasera: 0,00 m



Hipótesis aplicadas:

1. $V(0^\circ) H1$: Viento a 0° , presión exterior tipo 1 sin acción en el interior
2. $V(0^\circ) H2$: Viento a 0° , presión exterior tipo 1 Succión interior
3. $V(0^\circ) H3$: Viento a 0° , presión exterior tipo 2 sin acción en el interior
4. $V(0^\circ) H4$: Viento a 0° , presión exterior tipo 2 Succión interior
5. $V(90^\circ) H1$: Viento a 90° , presión exterior tipo 1 sin acción en el interior
6. $V(90^\circ) H2$: Viento a 90° , presión exterior tipo 1 Succión interior
7. $V(180^\circ) H1$: Viento a 180° , presión exterior tipo 1 sin acción en el interior
8. $V(180^\circ) H2$: Viento a 180° , presión exterior tipo 1 Succión interior
9. $V(180^\circ) H3$: Viento a 180° , presión exterior tipo 2 sin acción en el interior
10. $V(180^\circ) H4$: Viento a 180° , presión exterior tipo 2 Succión interior
11. $V(270^\circ) H1$: Viento a 270° , presión exterior tipo 1 Presión interior
12. $V(270^\circ) H2$: Viento a 270° , presión exterior tipo 1 sin acción en el interior

Parte 1 agua:

Zona eólica: B

Viento a 0° : III. Zona rural accidentada o llana con obstáculos

Viento a 90° : III. Zona rural accidentada o llana con obstáculos

Viento a 180° : III. Zona rural accidentada o llana con obstáculos

Viento a 270° : III. Zona rural accidentada o llana con obstáculos

Periodo de servicio (años): 50

Profundidad nave industrial: 20,00 m

Sin huecos.

Hipótesis aplicadas:

1. $V(0^\circ) H1$: Viento a 0° , presión exterior tipo 1 sin acción en el interior
2. $V(0^\circ) H2$: Viento a 0° , presión exterior tipo 2 sin acción en el interior
3. $V(90^\circ) H1$: Viento a 90° , presión exterior tipo 1 sin acción en el interior
4. $V(180^\circ) H1$: Viento a 180° sin acción en el interior
5. $V(270^\circ) H1$: Viento a 270° , presión exterior tipo 1 sin acción en el interior

En el Anejo 1 se pueden consultar todas las cargas que se producen en las barras según estas hipótesis. Hay que tener en cuenta que, en el listado de cargas de la parte a un agua, los pórticos 1,2,3 y 4 corresponden a los pórticos 4,5,6 y 7 respectivamente.



2.8.2.3. Acciones térmicas

Se debe considerar lo establecido en el CTE DB SE-AE.3.4 en lo relativo a las acciones térmicas:

Los edificios y sus elementos están sometidos a deformaciones y cambios geométricos debidos a las variaciones de la temperatura ambiente exterior. La magnitud de las mismas depende de las condiciones climáticas del lugar, la orientación y de la exposición del edificio, las características de los materiales constructivos y de los acabados o revestimientos, y del régimen de calefacción y ventilación interior, así como del aislamiento térmico.

Las variaciones de la temperatura en el edificio conducen a deformaciones de todos los elementos constructivos, en particular, los estructurales, que, en los casos en los que estén impedidas, producen tensiones en los elementos afectados.

La disposición de juntas de dilatación puede contribuir a disminuir los efectos de las variaciones de la temperatura. En edificios habituales con elementos estructurales de hormigón o acero, pueden no considerarse las acciones térmicas cuando se dispongan juntas de dilatación de forma que no existan elementos continuos de más de 40 m de longitud.

En el caso objeto de estudio, la mayor dimensión es de 30 m, por tanto, no es necesario incluir ninguna junta de dilatación adicional, no el cálculo de la acción térmica.

2.8.2.4. Nieve

El cálculo de la acción de nieve sobre la edificación se realiza según lo establecido en el CTE DB SE-AE.3.5 y en el anejo E del mismo.

Como valor característico de carga de nieve por unidad de superficie en proyección horizontal, q_n , debe tomarse:

$$q_{k,n} = \mu S_k$$

Donde μ es el coeficiente de forma de la cubierta, según CTE DB SE-AE 3.5.3 y S_k es el valor característico de la nieve según CTE DB SE-AE 3.5.2.

Valor característico de la nieve (S_k)

La edificación objeto de estudio, se ubica en la ciudad de Lorca (Murcia), para la cual, el CTE DB SE-AE propone un valor de $S_k = 0,2 \text{ kN/m}^2$, valor obtenido de la tabla 3.8 de dicha norma.



Capital	Altitud m	S_k kN/m ²	Capital	Altitud m	S_k kN/m ²	Capital	Altitud m	S_k kN/m ²
Albacete	690	0,6	Guadalajara	680	0,6	Pontevedra	0	0,3
Alicante / Alacant	0	0,2	Huelva	0	0,2	Salamanca	780	0,5
Almería	0	0,2	Huesca	470	0,7	SanSebas- tián/Donostia	0	0,3
Ávila	1.130	1,0	Jaén	820	0,4	Santander	1.000	0,7
Badajoz	180	0,2	León	150	1,2	Segovia	10	0,2
Barcelona	0	0,4	Lérida / Lleida	380	0,5	Sevilla	1.090	0,2
Bilbao / Bilbo	0	0,3	Logroño	470	0,6	Soria	0	0,9
Burgos	860	0,6	Lugo	660	0,7	Tarragona	0	0,4
Cáceres	440	0,4	Madrid	0	0,6	Tenerife	950	0,2
Cádiz	0	0,2	Málaga	0	0,2	Teruel	550	0,9
Castellón	0	0,2	Murcia	40	0,2	Toledo	0	0,5
Ciudad Real	640	0,6	Orense / Ourense	130	0,2	Valencia/València	690	0,2
Córdoba	100	0,2	Oviedo	230	0,4	Valladolid	520	0,4
Coruña / A Coruña	0	0,3	Palencia	740	0,5	Vitoria / Gasteiz	650	0,7
Cuenca	1.010	1,0	Palma de Mallorca	0	0,4	Zamora	210	0,4
Gerona / Girona	70	0,2	Palmas, Las	0	0,2	Zaragoza	0	0,5
Granada	690	0,4	Pamplona/Iruña	450	0,7	Ceuta y Melilla	0	0,2

Tabla 2.8.2.3.1 Sobrecarga de nieve en capitales de provincia y ciudades autónomas. (Tabla 3.8 CTE DB SE-AE)

Coefficiente de forma (μ)

Según el CTE DB SE-AE 3.5.3, para cubiertas con pendiente menos de 30°, el coeficiente de forma tiene un valor igual a la unidad (no se produce descarga de nieve sobre el terreno, pues la pendiente es pequeña), por lo que la carga superficial de nieve sobre la cubierta es:

$$q_{k,n} = \mu S_k = 1 \cdot 0,2 = 0,2 \text{ kN/m}^2$$

Multiplicando por el ámbito de carga se obtienen las cargas sobre pórticos:

$$n_{p, \text{int } 2} = 0,2 \cdot 4,5 = 0,9 \text{ kN/m}$$

$$n_{p, \text{int } 3} = 0,2 \cdot 4,75 = 0,95 \text{ kN/m}$$

$$n_{p, \text{int } 4,5,6} = 0,2 \cdot 5 = 1 \text{ kN/m}$$

$$n_{p, \text{fach } 1} = 0,2 \cdot 2,25 = 0,45 \text{ kN/m}$$

$$n_{p, \text{fach } 7} = 0,2 \cdot 2 = 0,4 \text{ kN/m}$$

El CTE DB SE-AE 3.5.3 establece que: “Se tendrán en cuenta las posibles distribuciones asimétricas de nieve, debidas al transporte de la misma por efecto del viento, reduciendo a la mitad el coeficiente de forma en las partes en que la acción sea favorable”

Por lo que se establecen tres situaciones de nieve, en función de cómo se acumule en ambos faldones, en los pórticos interiores y de fachada.

El programa CYPE permite introducir los datos de localización con exactitud de municipio, en este caso permite la elección de Lorca.

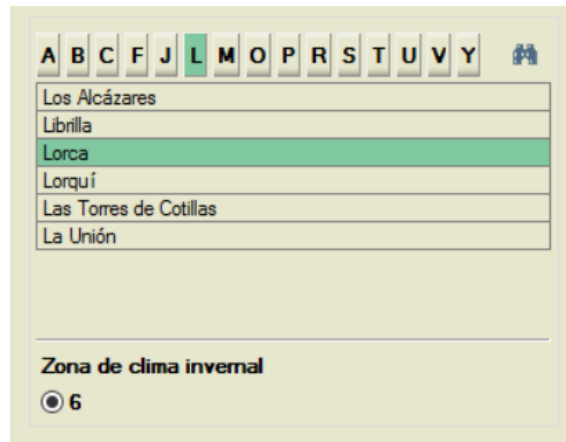


Figura 2.8.2.3.1 Elección de localidad para sobrecarga de nieve en CYPE.

Y arroja los siguientes datos:

- Normativa: CTE DB-SE AE (España)
- Zona de clima invernal: 6
- Altitud topográfica: 353.00 m
- Cubierta sin resaltos
- Exposición al viento: N

Y desarrolla las siguientes hipótesis:

Parte a 2 aguas

Hipótesis aplicadas:

1. $N(EI)$: Nieve (estado inicial)
2. $N(R)$: Nieve (redistribución1)
3. $N(R)$: Nieve (redistribución2)

Cubierta Nieve (estado inicial) Uniforme --- 0.45 kN/m EG: (0.00, 0.00, -1.00)

Cubierta Nieve (redistribución) 1 Uniforme --- 0.45 kN/m EG: (0.00, 0.00, -1.00)

Cubierta Nieve (redistribución) 2 Uniforme --- 0.22 kN/m EG: (0.00, 0.00, -1.00)

Tabla 2.8.2.3.2 Ejemplo de cargas en barras en el pórtico de fachada según las distintas hipótesis.

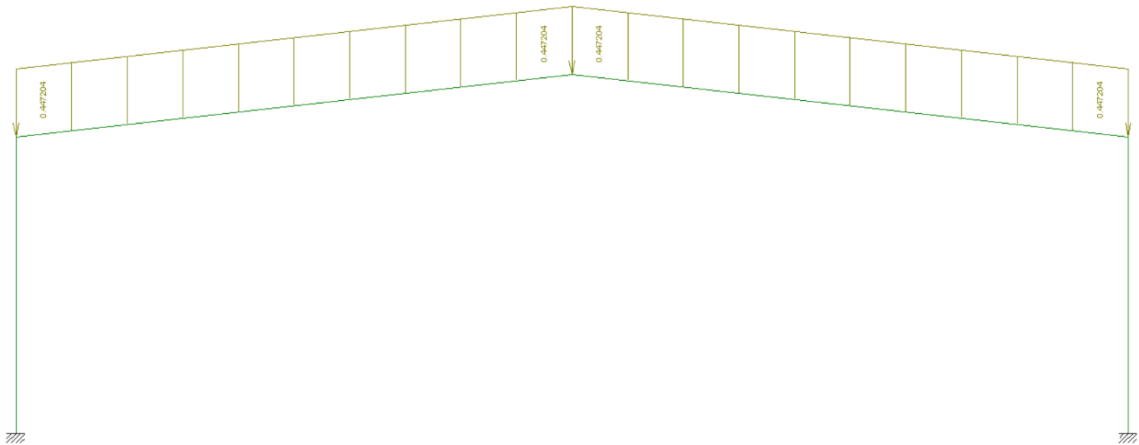


Figura 2.8.2.3.2 Situación n1 en pórtico de fachada.

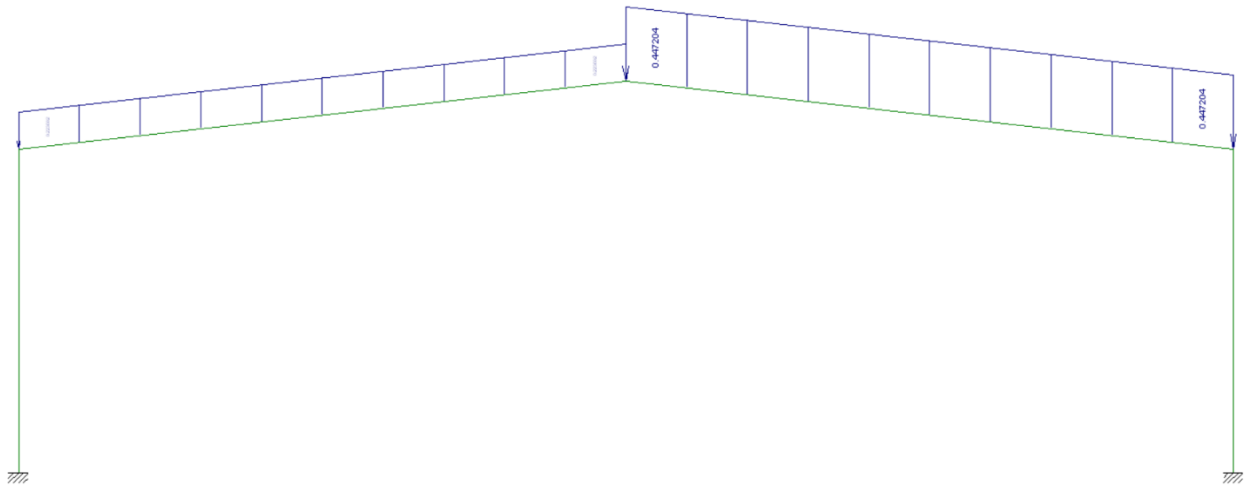


Figura 2.8.2.3.3 Situación n2 en pórtico de fachada.

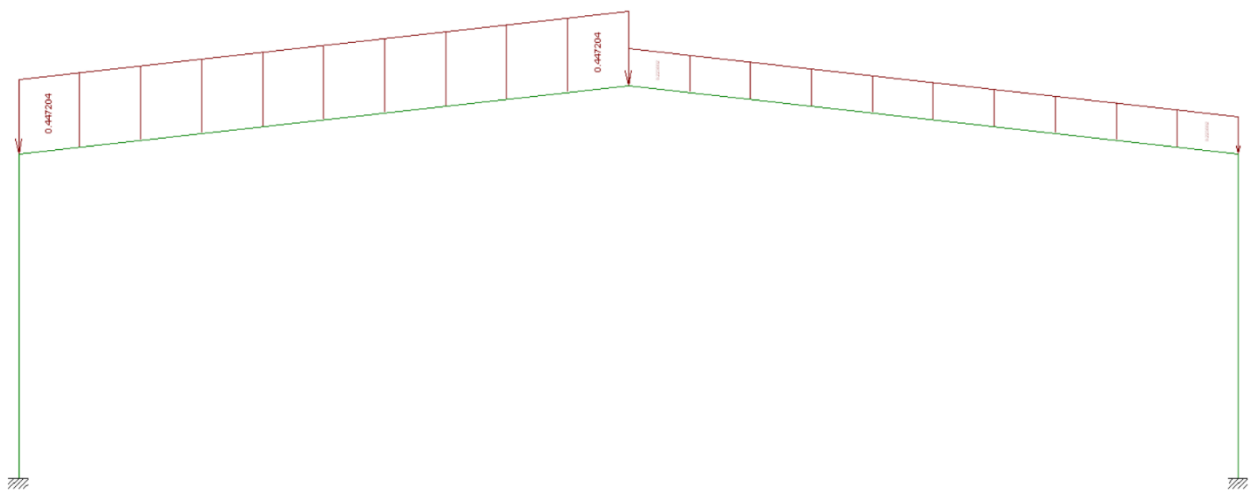


Figura 2.8.2.3.4 Situación n3 en pórtico de fachada.



Parte a 1 agua

Hipótesis aplicadas:

1. $N(EI)$: Nieve (estado inicial)
2. $N(R)$: Nieve (redistribución1)

El resto de cargas en los diferentes pórticos y según las distintas hipótesis se pueden consultar en el Anejo 1.

2.8.3. Acciones accidentales

2.8.3.1. Sismo

Las acciones sísmicas se determinan de acuerdo con la norma NCSE-02: Norma de construcción sismorresistente: parte general y edificación.

El edificio objeto de estudio, de importancia moderada, está situado en Lorca, por lo que, según el anexo 1 de la norma, tiene una aceleración básica $a_b = 0,12 g$.

La NCSE-02 excluye la aplicación de la misma “En las construcciones de importancia moderada”, pero en este caso si se va a calcular la estructura frente a la acción del sismo puesto que la construcción se realiza en una zona donde la peligrosidad sísmica determinada parece subestimada.

Como se aprecia en la figura 2.8.3.1.1, se introducen los datos en CYPE: la aceleración básica antes determinada; el amortiguamiento, cifrado en 5%; el tipo de terreno, el cual es tipo III según el estudio geotécnico; la ductilidad, que al ser una estructura metálica se determina como “muy alta” y se añade una sobrecarga de acuerdo al uso de la nave y la parte de nieve según norma.

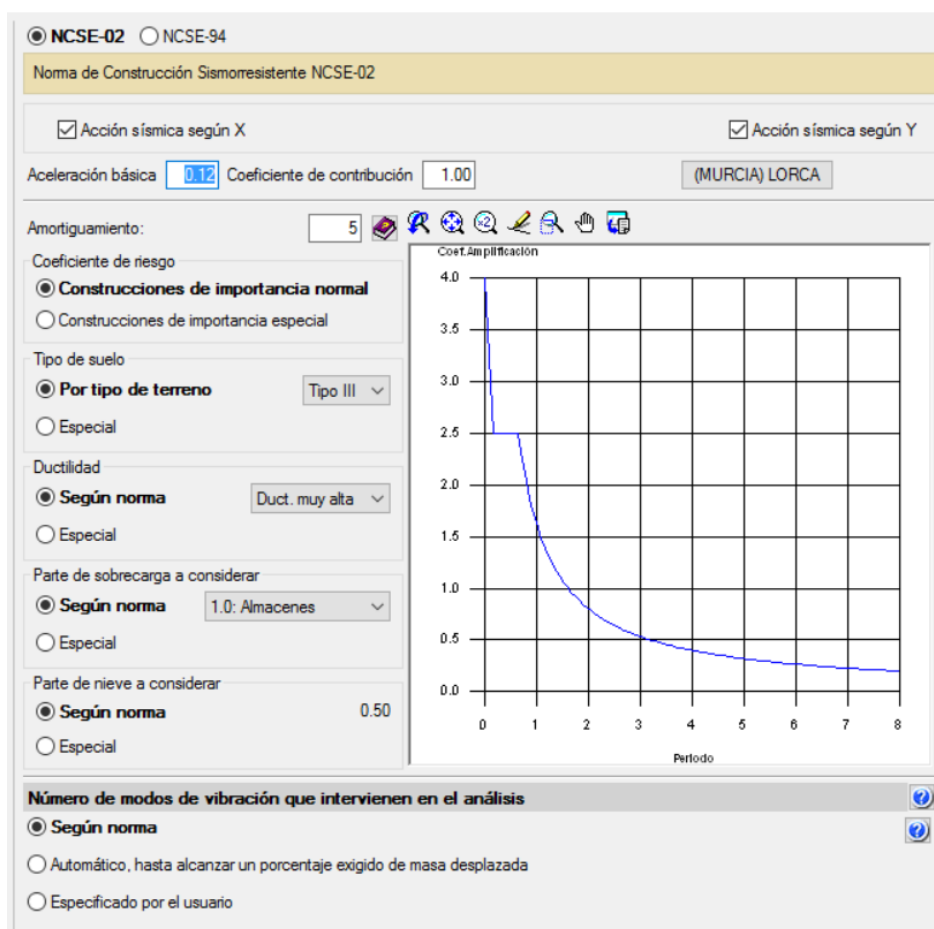


Figura 2.8.3.1.1 Datos acción sísmica.

2.8.3.2. Fuego

El efecto de la acción del fuego en situación accidental de incendio está definido en el CTE DB-SI y en el RSCIEI (Reglamento de Seguridad contra incendios en los establecimientos industriales), así como en la EAE y en el EC3-parte 1.2.

La edificación objeto de estudio es una nave industrial sin uso específico, por lo que no es necesario el cálculo de la acción de incendio.

2.8.3.3. Impacto

Las acciones sobre un edificio causadas por un impacto dependen de la masa, de la geometría y de la velocidad del cuerpo impactante, así como de la capacidad de deformación y de amortiguamiento tanto del cuerpo como del elemento contra el que impacta. Quedan recogidas en el CTE DB SE-AE.4.3 dentro del apartado de acciones accidentales.



Salvo que se adoptaran medidas de protección, cuya eficacia debe verificarse, con el fin de disminuir la probabilidad de ocurrencia de un impacto o de atenuar sus consecuencias en caso de producirse, los elementos resistentes afectados por un impacto deben dimensionarse teniendo en cuenta las acciones debidas al mismo, con el fin de alcanzar una seguridad estructural adecuada.

El impacto desde el interior debe considerarse en todas las zonas cuyo uso suponga la circulación de vehículos. En este caso se corresponde con el posible impacto de manutención cargada.

En el CTE DB SE-A.4.3 se establece: “En zonas en las que se prevea la circulación de carretillas elevadoras, el valor de cálculo de la fuerza estática equivalente debida a su impacto será igual a cinco veces el peso máximo autorizado de la carretilla. Se aplicará sobre una superficie rectangular de 0,4 m de altura y una anchura de 1,5 m, o la anchura del elemento si es menor, y a una altura dependiente de la forma de la carretilla; en ausencia de información específica se supondrá una altura de 0,75 m por encima del nivel de rodadura”.

Las características de la carretilla considerada deben reflejarse en la memoria del proyecto y en las instrucciones de uso y mantenimiento. En este caso al desconocer el medio de manutención que se utiliza, se considera la carretilla tipo FL2 normalizada en la parte 1.1 del EC1.

Esta carretilla es capaz de transportar 15 kN y tiene un peso de neto de 31 kN, por lo que el peso máximo autorizado (PMA) de la misma es de 46 kN.

La carga a considerar para esta acción accidental (A_d) es, según lo anteriormente comentado, de:

$$A_d = 5 PMA = 5 \cdot 46 = 230 \text{ kN}$$

Aplicada sobre el pilar de un pórtico interior a un agua, en la dirección probable de choque de la carretilla y a una altura de 0,75 m del suelo, al no conocerse la casa comercial de la misma.

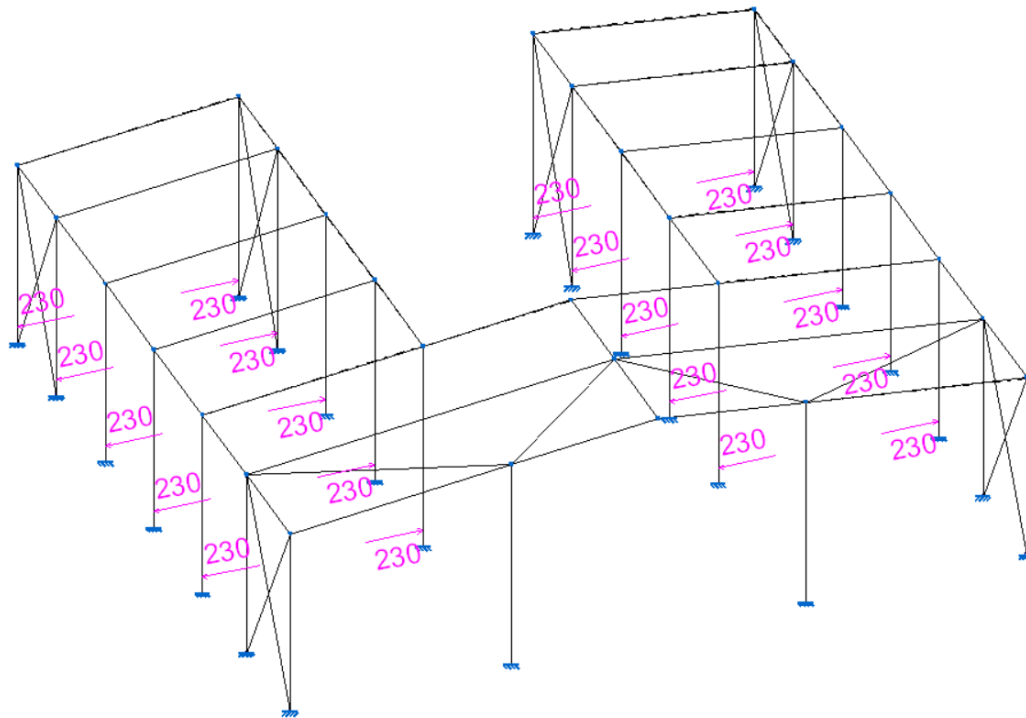


Figura 2.8.3.3.1 Situación 1 y 2 en cada pórtico debidas a la acción accidental de impacto.

2.9. COMBINACIÓN DE ACCIONES

Una vez calculadas todas las cargas que influyen en el dimensionamiento de la estructura, se procede a estudiar cómo se deben combinar para garantizar el cumplimiento de las diferentes exigencias básicas fijadas por el CTE.

A continuación, se exponen, tanto las situaciones de proyecto que se presentan, como los coeficientes para dichas situaciones y para los diferentes estados de cálculo que se utilizan:



Situaciones de proyecto

Para las distintas situaciones de proyecto, las combinaciones de acciones se definirán de acuerdo con los siguientes criterios:

ESTADO LÍMITE ÚLTIMO (E.L.U.):

- **Situaciones persistentes o transitorias**

- Con coeficientes de combinación

$$\sum_{i \geq 1} \gamma_{G_i} G_{ki} + \gamma_P P_k + \gamma_{Q1} \Psi_{p1} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \Psi_{ai} Q_{ki}$$

- Sin coeficientes de combinación

$$\sum_{i \geq 1} \gamma_{G_i} G_{ki} + \gamma_P P_k + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q_i} Q_{ki}$$

- **Situaciones sísmicas**

- Con coeficientes de combinación

$$\sum_{i \geq 1} \gamma_{G_i} G_{ki} + \gamma_P P_k + \gamma_{A_E} A_E + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Qi} \Psi_{ai} Q_{ki}$$

- Sin coeficientes de combinación

$$\sum_{i \geq 1} \gamma_{G_i} G_{ki} + \gamma_P P_k + \gamma_{A_E} A_E + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q_i} Q_{ki}$$

- **Situaciones accidentales**

- Con coeficientes de combinación

$$\sum_{i \geq 1} \gamma_{G_i} G_{ki} + \gamma_P P_k + \gamma_{A_d} A_d + \gamma_{Q1} \Psi_{p1} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \Psi_{ai} Q_{ki}$$

- Sin coeficientes de combinación

$$\sum_{i \geq 1} \gamma_{G_i} G_{ki} + \gamma_P P_k + \gamma_{A_d} A_d + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q_i} Q_{ki}$$



ESTADO LÍMITE DE SERVICIO (E.L.S.):

- **Situación característica:**

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

- **Situación cuasipermanente:**

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

- Donde:

G_k Acción permanente

P_k Acción de pretensado

Q_k Acción variable

A_E Acción sísmica

A_d Acción accidental

γ_G Coeficiente parcial de seguridad de las acciones permanentes

γ_P Coeficiente parcial de seguridad de la acción de pretensado

$\gamma_{Q,1}$ Coeficiente parcial de seguridad de la acción variable principal

$\gamma_{Q,i}$ Coeficiente parcial de seguridad de las acciones variables de acompañamiento

γ_{AE} Coeficiente parcial de seguridad de la acción sísmica

γ_{Ad} Coeficiente parcial de seguridad de la acción accidental

$\gamma_{p,1}$ Coeficiente de combinación de la acción variable principal

$\psi_{a,i}$ Coeficiente de combinación de las acciones variables de acompañamiento

Para cada situación de proyecto y estado límite los coeficientes a utilizar serán:

E.L.U. de rotura. Hormigón en cimentaciones: EHE-08 / CTE DB-SE C

Persistente o transitoria				
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)		Coeficientes de combinación (ψ)	
	Favorable	Desfavorable	Principal (ψ_p)	Acompañamiento (ψ_a)
Carga permanente (G)	1,000	1,600	-	-
Sobrecarga (Q)	0,000	1,600	1,000	0,000
Viento (Q)	0,000	1,600	1,000	0,600
Nieve (Q)	0,000	1,600	1,000	0,500



Tabla 2.9.1 Coeficientes de situación persistente o transitoria para E.L.U. de rotura. Hormigón en cimentaciones.

Sísmica				
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)		Coeficientes de combinación (ψ)	
	Favorable	Desfavorable	Principal (ψ_p)	Acompañamiento (ψ_a)
Carga permanente (G)	1,000	1,000	-	-
Sobrecarga (Q)	0,000	1,000	0,000	0,000
Viento (Q)	0,000	1,000	0,000	0,000
Nieve (Q)	0,000	1,000	0,000	0,000
Sismo (E)	-1,000	1,000	1,000	0,300 ⁽¹⁾

Notas:
⁽¹⁾ Fracción de las solicitaciones sísmicas a considerar en la dirección ortogonal: Las solicitaciones obtenidas de los resultados del análisis en cada una de las direcciones ortogonales se combinarán con el 30 % de los de la otra.

Tabla 2.9.2 Coeficientes situación sísmica para E.L.U. de rotura. Hormigón en cimentaciones.

Accidental				
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)		Coeficientes de combinación (ψ)	
	Favorable	Desfavorable	Principal (ψ_p)	Acompañamiento (ψ_a)
Carga permanente (G)	1,000	1,000	-	-
Sobrecarga (Q)	0,000	1,000	0,000	0,000
Viento (Q)	0,000	1,000	0,500	0,000
Nieve (Q)	0,000	1,000	0,200	0,000
Accidental (A)	1,000	1,000	-	-

Tabla 2.9.3 Coeficientes situación accidental para E.L.U. de rotura. Hormigón en cimentaciones.



E.L.U. de rotura. Acero laminado: CTE DB SE-A

Persistente o transitoria				
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)		Coeficientes de combinación (Ψ)	
	Favorable	Desfavorable	Principal (Ψ_p)	Acompañamiento (Ψ_a)
Carga permanente (G)	0,800	1,350	-	-
Sobrecarga (Q)	0,000	1,500	1,000	0,000
Viento (Q)	0,000	1,500	1,000	0,600
Nieve (Q)	0,000	1,500	1,000	0,500

Tabla 2.9.4 Coeficientes de situación persistente o transitoria para E.L.U. de rotura. Acero laminado.

Sísmica				
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)		Coeficientes de combinación (Ψ)	
	Favorable	Desfavorable	Principal (Ψ_p)	Acompañamiento (Ψ_a)
Carga permanente (G)	1,000	1,000	-	-
Sobrecarga (Q)	0,000	1,000	0,000	0,000
Viento (Q)	0,000	1,000	0,000	0,000
Nieve (Q)	0,000	1,000	0,000	0,000
Sismo (E)	-1,000	1,000	1,000	0,300 ⁽¹⁾

Notas:

⁽¹⁾ *Fracción de las solicitaciones sísmicas a considerar en la dirección ortogonal: Las solicitaciones obtenidas de los resultados del análisis en cada una de las direcciones ortogonales se combinarán con el 30 % de los de la otra.*

Tabla 2.9.5 Coeficientes de situación sísmica para E.L.U. de rotura. Acero laminado.



Accidental				
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)		Coeficientes de combinación (ψ)	
	Favorable	Desfavorable	Principal (ψ_p)	Acompañamiento (ψ_a)
Carga permanente (G)	1,000	1,000	-	-
Sobrecarga (Q)	0,000	1,000	0,000	0,000
Viento (Q)	0,000	1,000	0,500	0,000
Nieve (Q)	0,000	1,000	0,200	0,000
Accidental (A)	1,000	1,000	-	-

Tabla 2.9.6 Coeficientes de situación accidental para E.L.U. de rotura. Acero laminado.

Aptitud al servicio

Característica				
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)		Coeficientes de combinación (ψ)	
	Favorable	Desfavorable	Principal (ψ_p)	Acompañamiento (ψ_a)
Carga permanente (G)	1,000	1,000	-	-
Sobrecarga (Q)	0,000	1,000	1,000	1,000
Viento (Q)	0,000	1,000	1,000	1,000
Nieve (Q)	0,000	1,000	1,000	1,000

Tabla 2.9.7 Coeficientes de situación característica para E.L.S. Aptitud al servicio.

Cuasipermanente				
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)		Coeficientes de combinación (ψ)	
	Favorable	Desfavorable	Principal (ψ_p)	Acompañamiento (ψ_a)
Carga permanente (G)	1,000	1,000	-	-
Sobrecarga (Q)	0,000	0,000	0,000	0,000
Viento (Q)	0,000	0,000	0,000	0,000
Nieve (Q)	0,000	0,000	0,000	0,000

Tabla 2.9.8 Coeficientes de situación cuasipermanente para E.L.S. Aptitud al servicio.



Tensiones sobre el terreno

Característica				
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)		Coeficientes de combinación (Ψ)	
	Favorable	Desfavorable	Principal (Ψ_p)	Acompañamiento (Ψ_a)
Carga permanente (G)	1.000	1.000	-	-
Sobrecarga (Q)	0.000	1.000	1.000	1.000
Viento (Q)	0.000	1.000	1.000	1.000
Nieve (Q)	0.000	1.000	1.000	1.000

Tabla 2.9.9 Coeficientes de situación característica para las tensiones sobre el terreno.

Sísmica				
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)		Coeficientes de combinación (Ψ)	
	Favorable	Desfavorable	Principal (Ψ_p)	Acompañamiento (Ψ_a)
Carga permanente (G)	1.000	1.000	-	-
Sobrecarga (Q)	0.000	1.000	1.000	1.000
Viento (Q)				
Nieve (Q)				
Sismo (E)	-1.000	1.000	1.000	0.000

Tabla 2.9.10 Coeficientes de situación sísmica para las tensiones sobre el terreno.

Accidental				
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)		Coeficientes de combinación (Ψ)	
	Favorable	Desfavorable	Principal (Ψ_p)	Acompañamiento (Ψ_a)
Carga permanente (G)	1.000	1.000	-	-
Sobrecarga (Q)	0.000	1.000	1.000	1.000
Viento (Q)				
Nieve (Q)				
Accidental (A)	1.000	1.000	-	-

Tabla 2.9.11 Coeficientes de situación accidental para las tensiones sobre el terreno.



Desplazamientos

Característica				
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)		Coeficientes de combinación (Ψ)	
	Favorable	Desfavorable	Principal (Ψ_p)	Acompañamiento (Ψ_a)
Carga permanente (G)	1.000	1.000	-	-
Sobrecarga (Q)	0.000	1.000	1.000	1.000
Viento (Q)	0.000	1.000	1.000	1.000
Nieve (Q)	0.000	1.000	1.000	1.000

Tabla 2.9.12 Coeficientes de situación característica para desplazamientos.

Sísmica				
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)		Coeficientes de combinación (Ψ)	
	Favorable	Desfavorable	Principal (Ψ_p)	Acompañamiento (Ψ_a)
Carga permanente (G)	1.000	1.000	-	-
Sobrecarga (Q)	0.000	1.000	1.000	1.000
Viento (Q)				
Nieve (Q)				
Sismo (E)	-1.000	1.000	1.000	0.000

Tabla 2.9.13 Coeficientes de situación sísmica para desplazamientos.

Combinaciones

■ Nombres de las hipótesis

- PP Peso propio
- $CM\ 1$ Cerramientos y correas parte 9 m luz
- Q Sobrecarga de uso
- $V(0^\circ)\ H1$ Viento a 0° , presión exterior tipo 1 sin acción en el interior
- $V(0^\circ)\ H2$ Viento a 0° , presión exterior tipo 1 Succión interior
- $V(0^\circ)\ H3$ Viento a 0° , presión exterior tipo 2 sin acción en el interior
- $V(0^\circ)\ H4$ Viento a 0° , presión exterior tipo 2 Succión interior
- $V(90^\circ)\ H1$ Viento a 90° , presión exterior tipo 1 sin acción en el interior



V(90°) H2 Viento a 90°, presión exterior tipo 1 Succión interior
V(180°) H1 Viento a 180°, presión exterior tipo 1 sin acción en el interior
V(180°) H2 Viento a 180°, presión exterior tipo 1 Succión interior
V(180°) H3 Viento a 180°, presión exterior tipo 2 sin acción en el interior
V(180°) H4 Viento a 180°, presión exterior tipo 2 Succión interior
V(270°) H1 Viento a 270°, presión exterior tipo 1 Presión interior
V(270°) H2 Viento a 270°, presión exterior tipo 1 sin acción en el interior
N(EI) Nieve (estado inicial)
N(R) 1 Nieve (redistribución) 1
N(R) 2 Nieve (redistribución) 2
SX Sismo X
SY Sismo Y
A 1 Impacto en pilares



Capítulo 3

PÓRTICO INTERIOR



Una vez se tienen las condiciones de diseño, técnicas requeridas y acciones sobre la estructura, se está en disposición del cálculo de ésta.

En este apartado se describe el cálculo estructural, desde el planteamiento de cargas, hasta el dimensionamiento de perfiles.

3.1. CORREAS

Las siguientes tablas, resumen las características de las correas, diseñadas y calculadas con el Generador de Pórticos de CYPE.

En las tablas 3.1.1, 3.1.2, 3.1.4 y 3.1.5 se explica la disposición y propiedades de las correas de cubierta y laterales respectivamente. Estas correas trabajan como una viga continua y así se debe garantizar en su construcción.

En las tablas 3.1.3 y 3.1.6 se resumen la medición de las correas y las cargas que aportan y transmiten por su propio peso a la estructura.

- **Parte a 2 aguas:**

Datos de correas de cubierta	
Descripción de correas	Parámetros de cálculo
Tipo de perfil: ZF-140x3,0	Límite flecha: $L / 300$
Separación: 1,50 m	Número de vanos: Dos vanos
Tipo de Acero: S235	Tipo de fijación: Fijación rígida

Tabla 3.1.1. Datos de correas de cubierta 2 aguas

Datos de correas laterales	
Descripción de correas	Parámetros de cálculo
Tipo de perfil: ZF-120x3,0	Límite flecha: $L / 300$
Separación: 1,00 m	Número de vanos: Dos vanos
Tipo de Acero: S235	Tipo de fijación: Fijación rígida

Tabla 3.1.2. Datos de correas laterales 2 aguas.

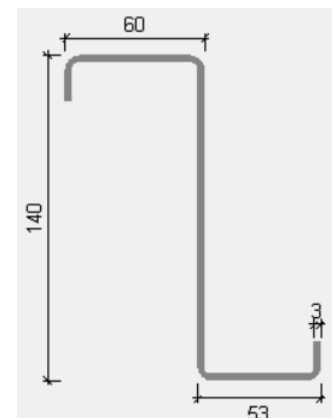


Figura 3.1.2 Detalle perfil de correa. (Fuente: CYPE 3D)



Medición de correas			
Tipo de correas	Nº de correas	Peso lineal kg/m	Peso superficial kN/m ²
Correas de cubierta	22	139,94	0,05
Correas laterales	18	106,01	0,03

Tabla 3.1.3 Medición de correas 2 aguas.

- **Parte a 1 agua:**

Datos de correas de cubierta	
Descripción de correas	Parámetros de cálculo
Tipo de perfil: ZF-160x3,0	Límite flecha: L / 300
Separación: 1,00 m	Número de vanos: Dos vanos
Tipo de Acero: S235	Tipo de fijación: Fijación rígida

Tabla 3.1.4 Datos de correas cubierta 1 agua.

Datos de correas laterales	
Descripción de correas	Parámetros de cálculo
Tipo de perfil: ZF-140x3,0	Límite flecha: L / 300
Separación: 1,50 m	Número de vanos: Dos vanos
Tipo de Acero: S235	Tipo de fijación: Fijación rígida

Tabla 3.1.5 Datos de correas laterales 1 agua.

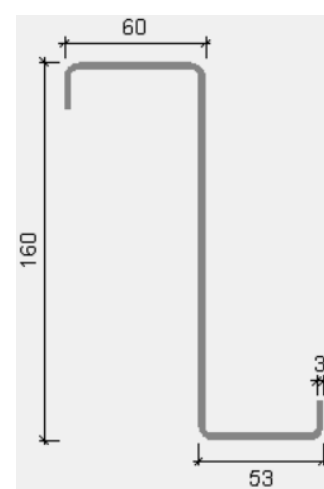


Figura 3.1.3 Detalle perfil de correa. (Fuente: CYPE 3D)

Medición de correas			
Tipo de correas	Nº de correas	Peso lineal kg/m	Peso superficial kN/m ²
Correas de cubierta	10	68,32	0,07
Correas laterales	13	82,69	0,09

Tabla 3.1.6 Medición de correas 1 agua.

3.2. PILARES

Tras el dimensionamiento realizado por CYPE 3D, en cuanto a pilares de pórticos interiores, el mayor perfil dimensionado ha sido el HEA-340. A continuación, se muestra el cálculo analítico para dicho perfil.



3.2.1. E.L.S. Deformación

En el cálculo del estado límite de servicio de deformación del pilar se van a comprobar los criterios de Integridad de los elementos constructivos y de apariencia de obra, interpretando que en este tipo de edificaciones el confort de los usuarios no se ve afectado. El cálculo se realiza conforme a lo establecido en CTE DB SE.4.3.3.2.

3.2.1.1. Criterio de integridad de los elementos constructivos

Cuando se considere este criterio, se considera que la estructura global tiene suficiente rigidez lateral, si ante cualquier combinación de acciones característica, el desplome es menor de:

- Desplome total: $\frac{1}{500}$ de la altura total del edificio.
- Desplome local: $\frac{1}{250}$ de la altura total de la planta.

El desplome es la diferencia de flecha entre los extremos de un pilar. Se puede generalizar como la máxima flecha relativa.

Las combinaciones a comprobar son todas las características, es decir:

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

Tras introducir las acciones en CYPE y analizar los resultados, la mayor flecha producida en los pilares es de 11,584 mm en el plano perpendicular al pórtico.

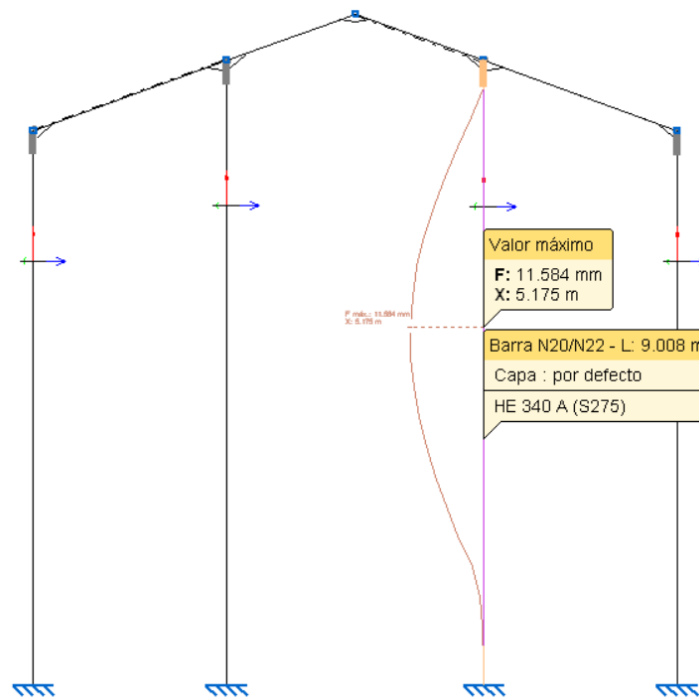


Figura 3.2.1.1.1 Flecha máxima pórtico interior en combinación característica.

Se adopta como criterio de comprobación que el desplome relativo activo máximo sea de 1/250:

$$\delta_r = \frac{\delta}{h} < \frac{1}{250} \rightarrow \frac{0,011584}{9} = 1,287 \cdot 10^{-3} < 4 \cdot 10^{-3}$$

Por lo tanto, se observa que el perfil HEB 340 cumple el criterio de integridad de los elementos constructivos del E.L.S. Deformación.

3.2.1.2. Criterio de apariencia de obra

Cuando se considera este criterio, se admite que la estructura tiene suficiente rigidez lateral, si ante cualquier combinación de acciones cuasipermanente, el desplome relativo es menos que $\frac{1}{250}$.

Las combinaciones cuasipermanentes son:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Para la comprobación de este criterio, se observa en la tabla 3.2.1.2.1 que el



coeficiente de combinación para las acciones variables tiene un valor 0, por lo que solo es válida la combinación de cargas permanentes.

	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Sobrecarga superficial de uso (Categorías según DB-SE-AE)			
• Zonas residenciales (Categoría A)	0,7	0,5	0,3
• Zonas administrativas (Categoría B)	0,7	0,5	0,3
• Zonas destinadas al público (Categoría C)	0,7	0,7	0,6
• Zonas comerciales (Categoría D)	0,7	0,7	0,6
• Zonas de tráfico y de aparcamiento de vehículos ligeros con un peso total inferior a 30 kN (Categoría F)	0,7	0,7	0,6
• Cubiertas transitables (Categoría G)		(1)	
• Cubiertas accesibles únicamente para mantenimiento (Categoría H)	0	0	0
Nieve			
• para altitudes > 1000 m	0,7	0,5	0,2
• para altitudes ≤ 1000 m	0,5	0,2	0
Viento	0,6	0,5	0
Temperatura	0,6	0,5	0
Acciones variables del terreno	0,7	0,7	0,7

(1) En las cubiertas transitables, se adoptarán los valores correspondientes al uso desde el que se accede.

Tabla 3.2.1.2.1 Tabla coeficientes simultaneidad. Tabla 4.2 CTE-SE

Tras introducir las acciones en CYPE y analizar los resultados, la mayor flecha producida en la cabeza de los pilares es de 1,229 mm en el plano del pórtico.

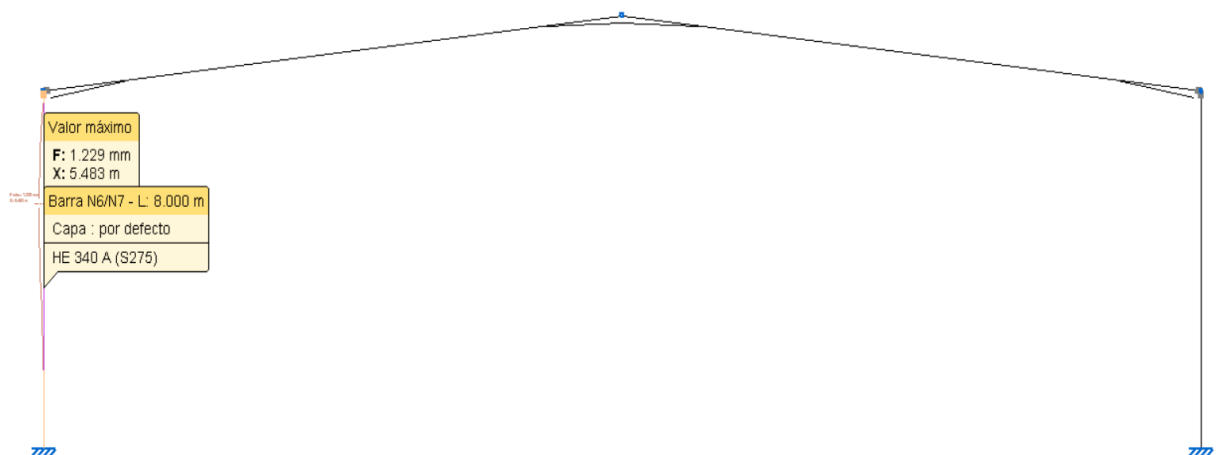


Figura 3.2.1.2.2 Flecha máxima pórtico interior en combinación cuasipermanente.

$$\delta_r = \frac{\delta}{h} < \frac{1}{250} \rightarrow \frac{0,001229}{8} = 1,536 \cdot 10^{-4} < 4 \cdot 10^{-3}$$



Por lo tanto, se observa que el perfil HEA 340 cumple el criterio de apariencia de la obra del E.L.S. Deformación.

3.2.2. E.L.U. Resistencia

En el cálculo de este estado límite último se comprueba, según lo expuesto en CTE DB SE-A.6.2, que en ninguna sección de la barra se sobrepasa la tensión máxima del material. Al ser el axil casi constante, se debe buscar el punto de máximo momento positivo y negativo para realizar la comprobación en ese punto.

Tanto la comprobación de resistencia como la de pandeo se deben realizar para las combinaciones que den como resultado los mayores valores de momentos flectores, aunque antes se debe comprobar a cortante según CTE DB SE-A.6.2.4.

Cómo la flexión máxima se produce con la combinación de acciones $1,35 \cdot PP + 1,35 \cdot CM1 + 1,5 \cdot V(270^\circ)H1 + 0,75 \cdot N(EI)$, se comprueba el cortante en esta combinación:

$1.35 \cdot PP + 1.35 \cdot CM1 + 1.5 \cdot V(270^\circ)H1 + 0.75 \cdot N(EI)$	N	-17.032
	V_y	-3.021
	V_z	-90.021
	Mt	0.05
	M_y	-293.05
	M_z	-12.75

Tabla 3.2.2.1 Esfuerzo cortante máximo en la barra N24/N30 para la combinación pésima de flexión.

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

V_{Ed} : 90,021 kN

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

$$V_{c,Rd} = A_v \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}}$$

$V_{c,Rd}$: 456,81 kN

Donde:

A_v : Área transversal a cortante.

A_v : 31,35 cm²

$$A_v = h \cdot t_w$$

Siendo:

h : Canto de la sección.

h : 330,00 mm

t_w : Espesor del alma.

t_w : 9,50 mm



f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

f_{yd} : 252,38 MPa

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{M0}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

f_y : 265,00 MPa

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

γ_{M0} : 1,05

Como $V_{Ed} = 90,021 \text{ kN} < 0,5 V_{C,Rd} = 228,405 \text{ kN}$, se afirma que no hay interacción del esfuerzo cortante y por lo tanto no es necesario reducir el momento flector resistente $M_{C,Rd}$.

Y ahora ya es posible comprobar a flexión, en este caso CYPE, arroja estos valores:

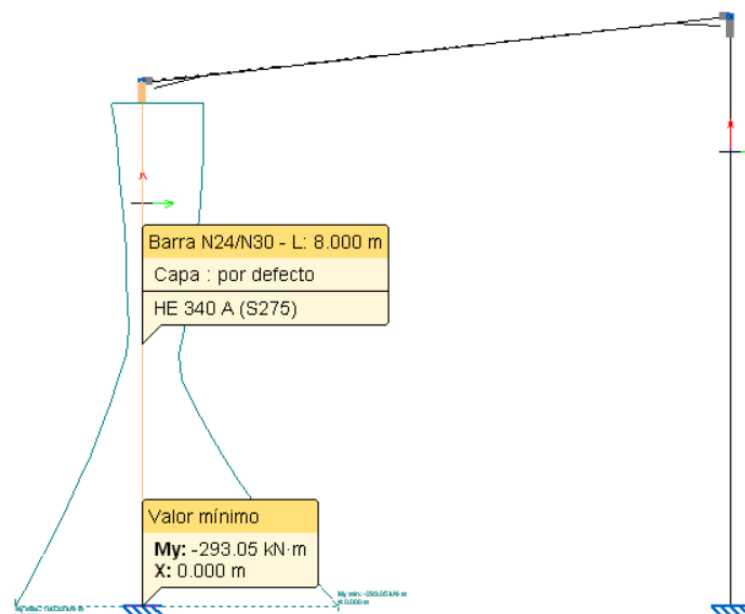


Figura 3.2.2.1 Envolvente de esfuerzos flectores barra N24/N30.

- Para flexión positiva:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N24, para la combinación de acciones $0,8 \cdot PP + 0,8 \cdot CM1 + 1,5 \cdot V(90^\circ)H1$.

M_{Ed}^+ : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

M_{Ed}^+ : 190,33 kN·m



- Para flexión negativa:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N24, para la combinación de acciones $1,35 \cdot PP + 1,35 \cdot CM1 + 1,5 \cdot V(270^\circ)H1 + 0,75 \cdot N(EI)$.

M_{Ed^-} : Momento flector solicitante de cálculo pésimo. $M_{Ed^-} : 293,05 \text{ kN}\cdot\text{m}$

El momento flector resistente de cálculo $M_{c,Rd}$ viene dado por:

$M_{c,Rd} : 466,90 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos de una sección a flexión simple. **Clase :** 2

$W_{pl,y}$: Módulo resistente plástico correspondiente a la fibra con mayor tensión, para las secciones de clase 1 y 2. $W_{pl,y} : 1850,00 \text{ cm}^3$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero. $f_{yd} : 252,38 \text{ MPa}$

Siendo:

f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1) $f_y : 265,00 \text{ MPa}$

γ_{m0} : Coeficiente parcial de seguridad del material. $\gamma_{m0} : 1,05$

Como se ve:

$$M_{Ed+} = 190,33 \text{ kN}\cdot\text{m} < M_{c,Rd} = 466,9 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed-} = 293,05 \text{ kN}\cdot\text{m} < M_{c,Rd} = 466,9 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

El momento de cálculo no supera al momento resistente, por lo tanto, se puede decir que el perfil HEA 340 cumple.

3.2.3. E.L.U. Pandeo

Una vez comprobado el cumplimiento de los estados límite de servicio y el estado límite último de resistencia, se procede a comprobar el estado límite último de pandeo según lo establecido en el CTE DB SE-A.6.3.2.

En esta comprobación se debe verificar que el pilar no supera la tensión crítica de pandeo en ninguno de los dos planos fundamentales de trabajo, el plano del pórtico (XZ) y el plano perpendicular (YZ).

Con el programa CYPE se ha localizado el esfuerzo axial más grande en pilares.



A continuación, se ofrecen todos los valores del cálculo de la comprobación del E.L.U. de pandeo:

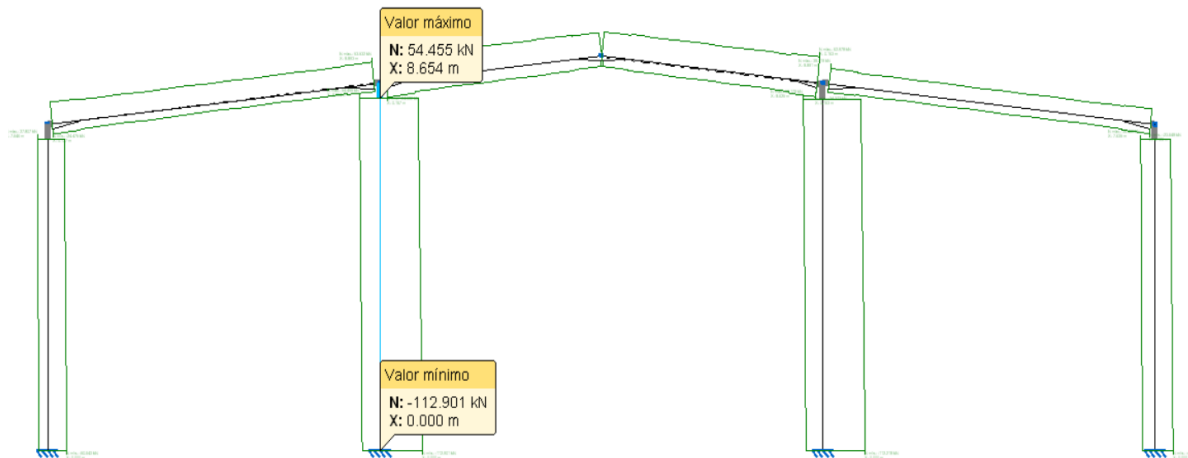


Figura 3.2.3.1 Envolventes de esfuerzos axiales sobre el pórtico 3.

La resistencia de cálculo a pandeo $N_{b,Rd}$ en una barra comprimida viene dada por:

La resistencia de cálculo a pandeo $N_{b,Rd}$ en una barra comprimida viene dada por:

$$N_{b,Rd} : \underline{1482,80 \text{ kN}}$$

Donde:

A : Área de la sección bruta para las secciones de clase 1, 2 y 3.

$$A : \underline{133,50 \text{ cm}^2}$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{252,38 \text{ MPa}}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : \underline{265,00 \text{ MPa}}$$

γ_{M1} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M1} : \underline{1,05}$$

χ : Coeficiente de reducción por pandeo.

$$\chi_y : \underline{0,44}$$

$$\chi_z : \underline{0,57}$$

Siendo:

$$\phi_y : \underline{1,49}$$

$$\phi_z : \underline{1,14}$$

α : Coeficiente de imperfección elástica.

$$\alpha_y : \underline{0,34}$$

$$\alpha_z : \underline{0,49}$$

$\bar{\lambda}$: Esbeltez reducida.



$$\bar{\lambda}_y : \underline{1,27}$$

$$\bar{\lambda}_z : \underline{0,96}$$

N_{cr} : Axil crítico elástico de pandeo,
obtenido como el menor de los
siguientes valores:

$$N_{cr} : \underline{2182,93 \text{ kN}}$$

$N_{cr,y}$: Axil crítico elástico de pandeo
por flexión respecto al eje Y.

$$N_{cr,y} : \underline{2182,93 \text{ kN}}$$

$N_{cr,z}$: Axil crítico elástico de pandeo
por flexión respecto al eje Z.

$$N_{cr,z} : \underline{3876,19 \text{ kN}}$$

$N_{cr,T}$: Axil crítico elástico de pandeo
por torsión.

$$N_{cr,T} : \underline{\infty}$$

Como el esfuerzo axil máximo es $N_{Ed} = 115,110 \text{ kN} < N_{b,Rd} = 1482,8 \text{ kN}$, se puede afirmar que el perfil HEA 340 cumple a pandeo.

3.3. JÁCENAS

Tras el dimensionamiento realizado por CYPE 3D, en cuanto a jácenas de pórticos interiores, el mayor perfil dimensionado ha sido un IPE-330. Pero esta vez, se va a dividir la nave en dos partes. El motivo es la diferencia en los esfuerzos, que, en el caso de la parte a un agua, son menores. Por lo tanto, se va a comprobar el perfil IPE-300 para la parte a dos aguas y el perfil IPE-220 en la parte a un agua, ambos con cartelas de 2 y 0,75, respectivamente.

3.3.1. E.L.S. Deformación

En el cálculo del estado límite de servicio de la jácena se va a comprobar los criterios de integridad de los elementos constructivos y de apariencia de obra, interpretando que en este tipo de edificaciones el confort de los usuarios no es un criterio relevante. El cálculo se realiza conforme a lo establecido en CTE DB SE.4.3.3.1.

3.3.1.1. Criterio de integridad de elementos constructivos.

Cuando se considere este criterio, se admite que la estructura horizontal de un piso o cubierta es suficientemente rígida, si para cualquiera de sus piezas, ante cualquier combinación de acciones característica, considerando solo las deformaciones que se producen después de la puesta en obra del elemento, la flecha relativa es menor que 1/300 en este caso.

Las combinaciones a comprobar son todas las características, es decir:



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

- Parte a 2 aguas:

Tras introducir las acciones en CYPE y analizar los resultados, la mayor flecha producida por la envolvente de esfuerzos que actúan sobre la barra es de 60,322 mm, producida en $x = 8,367$ m del nudo que une un pilar y jácena.

Finalmente se comprueba que la flecha relativa no supera el valor máximo adoptado por la norma de $1/300$:

$$F_{r,ij} = \frac{|f_i - f_j|}{|x_i - x_j|} < \frac{1}{300} \rightarrow \frac{0,060322}{2 \cdot 8,367} = 3,605 \cdot 10^{-3} > 3,33 \cdot 10^{-3}$$

Por lo tanto, el perfil IPE 300 no cumple a flecha. Se comprueba un perfil mayor, el IPE 330:

La mayor flecha producida por la envolvente de esfuerzos que actúan sobre la barra es de 47,627 mm, producida en $x = 7,985$ m del nudo que une un pilar y jácena.

$$F_{r,ij} = \frac{|f_i - f_j|}{|x_i - x_j|} < \frac{1}{300} \rightarrow \frac{0,048371}{2 \cdot 7,985} = 3,0288 \cdot 10^{-3} < 3,33 \cdot 10^{-3}$$

El perfil IPE 330 si cumple el criterio de integridad de los elementos constructivos del E.L.S. Deformación.

- Parte a un agua:

Tras introducir las acciones en CYPE y analizar los resultados, la mayor flecha producida por la envolvente de esfuerzos que actúan sobre la barra es de 24,349 mm, producida en $x = 4,814$ m del nudo que une un pilar y jácena.

$$F_{r,ij} = \frac{|f_i - f_j|}{|x_i - x_j|} < \frac{1}{300} \rightarrow \frac{0,026461}{2 \cdot 4,327} = 3,057 \cdot 10^{-3} < 3,33 \cdot 10^{-3}$$

El perfil IPE 220 si cumple el criterio de integridad de los elementos constructivos del E.L.S. Deformación.

3.3.1.2. Apariencia en obra

Cuando se considere este criterio, se admite que la estructura horizontal de un piso o cubierta es suficientemente rígida si, para cualquiera de sus piezas, ante cualquier combinación de acciones cuasipermanente, la flecha relativa es menor que $1/300$.

Las combinaciones cuasipermanentes son del tipo:

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



Para la comprobación de este criterio, se observa en la tabla 3.2.1.2.1 que el coeficiente de combinación para las acciones variables tiene un valor 0, por lo que solo es válida la combinación de cargas permanentes.

- Parte a 2 aguas:

Tras introducir las acciones en CYPE y analizar los resultados, la mayor flecha producida por la envolvente de esfuerzos que actúan sobre la barra es de 6,835 mm, producida en $x = 8,715$ m del nudo que une un pilar y jácena.

Finalmente se comprueba que la flecha relativa no supera el valor máximo adoptado por la norma de 1/300:

$$F_{r,ij} = \frac{|f_i - f_j|}{|x_i - x_j|} < \frac{1}{300} \rightarrow \frac{0,007011}{2 \cdot 8,715} = 4,022 \cdot 10^{-4} < 3,33 \cdot 10^{-3}$$

El perfil IPE 330 si cumple el criterio de apariencia de obra del E.L.S. Deformación.

- Parte a un agua:

Tras introducir las acciones en CYPE y analizar los resultados, la mayor flecha producida por la envolvente de esfuerzos que actúan sobre la barra es de 6,65 mm, producida en $x = 4,308$ m del nudo que une un pilar y jácena.

$$F_{r,ij} = \frac{|f_i - f_j|}{|x_i - x_j|} < \frac{1}{300} \rightarrow \frac{0,006031}{2 \cdot 4,316} = 6,987 \cdot 10^{-4} < 3,33 \cdot 10^{-3}$$

El perfil IPE 220 si cumple el criterio de apariencia de obra del E.L.S. Deformación.

3.3.2. E.L.U. Resistencia

En el cálculo de este estado límite último se comprueba, según lo expuesto en CTE DB SE-A.6.2, que en ninguna sección de la barra se sobrepasa la tensión máxima del material. Al ser el axil casi constante, se debe buscar el punto de máximo momento positivo y negativo para realizar la comprobación en ese punto.

Tanto la comprobación de resistencia como la de pandeo se deben realizar para las combinaciones que den como resultado los mayores valores de momentos flectores.

Igual que para los pilares, antes, se debe comprobar a cortante según CTE DB SE-A.6.2.4.



- Parte a dos aguas:

Cómo la flexión máxima se produce con la combinación de acciones $1,35 \cdot PP + 0,8 \cdot CM1 + 1,5 \cdot Q + 0,9 \cdot V(0^\circ)H4 + 0,75 \cdot N(EI)$ se comprueba el cortante en esta combinación:

$1,35 \cdot PP + 0,8 \cdot CM1 + 1,5 \cdot Q + 0,9 \cdot V(0^\circ)H4 + 0,75 \cdot N(EI)$	N	-63.021
	V_y	0.070
	V_z	-61.203
	Mt	0.01
	M_y	-181.93
	M_z	0.46

Tabla 3.3.2.1 Esfuerzo cortante máximo en la barra N7/N10 para la combinación pésima de flexión.

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

V_{Ed} : 61,203 kN

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

$V_{c,Rd}$: 374,25 kN

Donde:

A_v : Área transversal a cortante.

A_v : 24,75 cm²

Siendo:

h : Canto de la sección.

h : 330,00 mm

t_w : Espesor del alma.

t_w : 7,50 mm

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

f_{yd} : 261,90 MPa

Siendo:

f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

f_y : 27,00 MPa

γ_{Mo} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

γ_{Mo} : 1,05

Como $V_{Ed} = 61,203$ kN < $0,5 V_{c,Rd} = 187,125$ kN, se afirma que no hay interacción del esfuerzo cortante y por lo tanto no es necesario reducir el momento flector resistente $M_{c,Rd}$.



Y ahora ya es posible comprobar a flexión, en este caso CYPE, arroja estos valores:

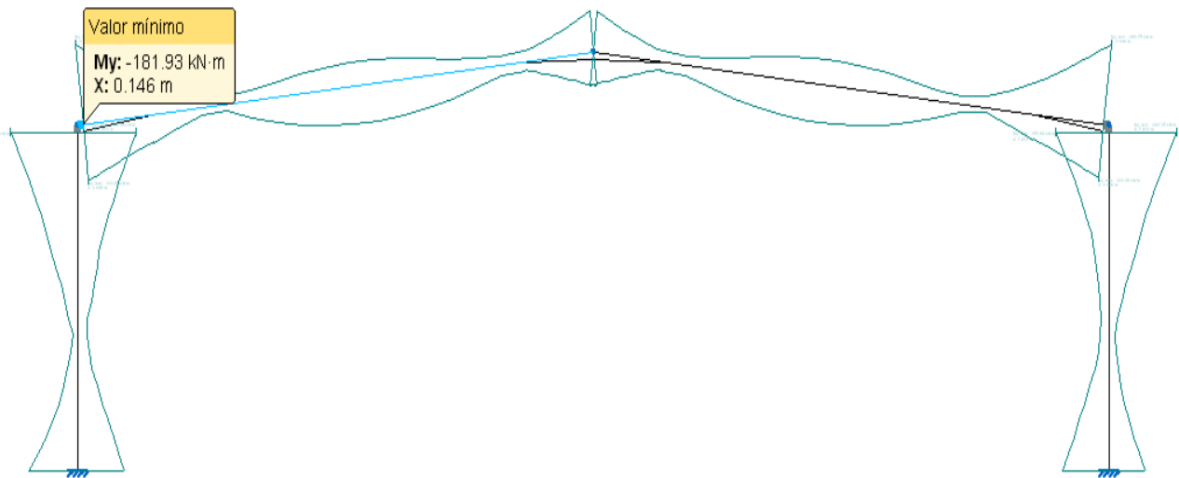


Figura 3.3.2.1 Envolvente esfuerzos flectores pórtico 2.

- Para flexión positiva:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en un punto situado a una distancia de 0,146 m del nudo N7, para la combinación de acciones:

$$0,8 \cdot PP + 1,35 \cdot CM1 + 1,5 \cdot V(270^\circ) H1.$$

M_{Ed}^+ : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$$M_{Ed}^+ : \underline{130,65} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

- Para flexión negativa:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en un punto situado a una distancia de 0.146 m del nudo N7, para la combinación de acciones:

$$1,35 \cdot PP + 0,8 \cdot CM1 + 1,5 \cdot Q + 0,9 \cdot V(0^\circ) H4 + 0,75 \cdot N(EI).$$

M_{Ed}^- : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$$M_{Ed}^- : \underline{181,93} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

El momento flector resistente de cálculo $M_{c,Rd}$ viene dado por:

$$M_{c,Rd}^+ : \underline{428,71} \text{ kN}\cdot\text{m}$$



$$M_{c,Rd} : \underline{428,71} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos de una sección a flexión simple.

$$\text{Clase}^+ : \underline{3}$$

$W_{el,y}^+$: Módulo resistente elástico correspondiente a la fibra con mayor tensión, para las secciones de clase 3.

$$\text{Clase}^- : \underline{4}$$

$$W_{el,y}^+ : \underline{1636,90} \text{ cm}^3$$

$W_{ef,y}^-$: Módulo resistente elástico de la sección eficaz correspondiente a la fibra con mayor tensión, para las secciones de clase 4.

$$W_{ef,y}^- : \underline{1636,90} \text{ cm}^3$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{261,90} \text{ MPa}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : \underline{275,00} \text{ MPa}$$

γ_{Mo} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{Mo} : \underline{1,05}$$

Como se ve:

$$M_{Ed+} = 130,65 \text{ kN}\cdot\text{m} < M_{c,Rd} = 428,71 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed-} = 181,93 \text{ kN}\cdot\text{m} < M_{c,Rd} = 428,71 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

El momento de cálculo no supera al momento resistente, por lo tanto, se puede decir que el perfil IPE 330 cumple.

- Parte a un agua:

Cómo la flexión máxima se produce con la combinación de acciones $0,8\cdot PP+0,8\cdot CM1+1,5\cdot V(270^\circ)H1+0,75\cdot N(EI)$ se comprueba el cortante en esta combinación, pero para $x = 8,16$ m debido a la cartela de 0,75 m.

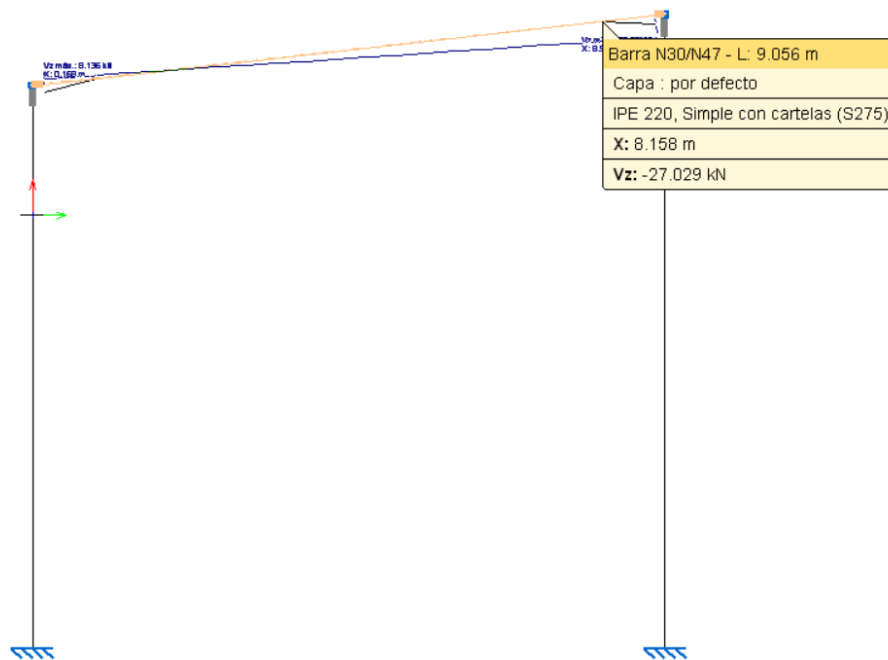


Figura 3.3.2.2 Diagrama de esfuerzo cortante barra N30/N47

V_{Ed} : Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo. V_{Ed} : 27,03 kN

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

$V_{c,Rd}$: 196,27 kN

Donde:

A_v : Área transversal a cortante. A_v : 12,98 cm²

Siendo:

h : Canto de la sección. h : 220,00 mm

t_w : Espesor del alma. t_w : 5,90 mm

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero. f_{yd} : 261,90 MPa

Siendo:

f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1) f_y : 275,00 MPa

γ_{Mo} : Coeficiente parcial de seguridad del material. γ_{Mo} : 1,05



Como $V_{Ed} = 27,03 \text{ kN} < 0,5 V_{C,Rd} = 98,135 \text{ kN}$, se afirma que no hay interacción del esfuerzo cortante y por lo tanto no es necesario reducir el momento flector resistente $M_{C,Rd}$.

Y ahora ya es posible comprobar a flexión, en este caso CYPE, arroja estos valores:

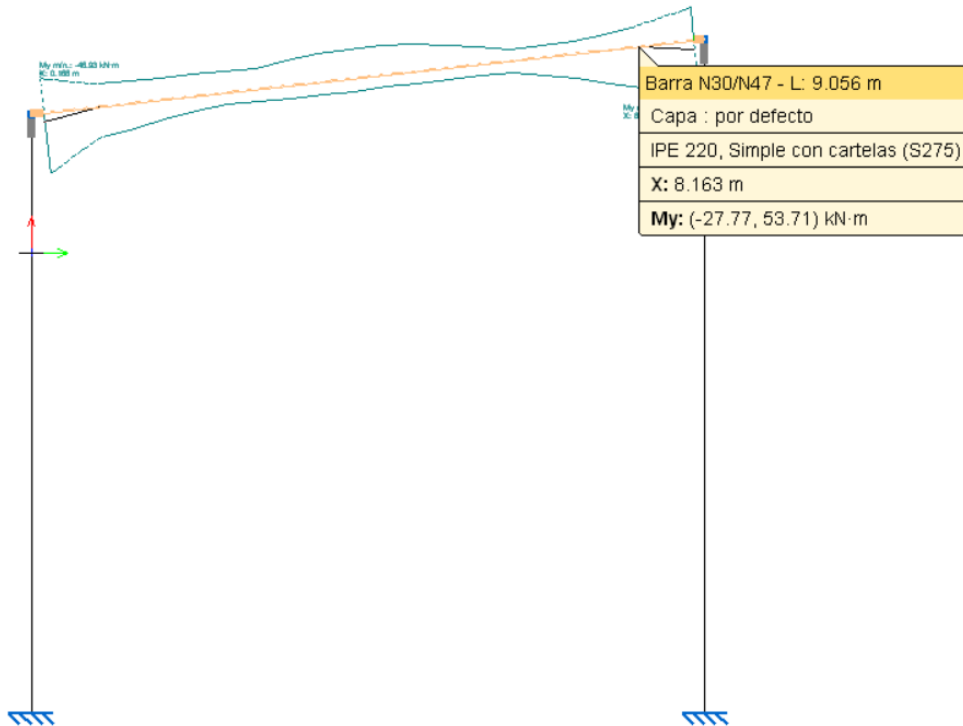


Figura 3.3.2.3 Diagrama esfuerzo flector barra N30/N47.

- Para flexión positiva:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en un punto situado a una distancia de 8,160 m del nudo N30, para la combinación de acciones $0,8 \cdot PP + 0,8 \cdot CM1 + 1,5 \cdot V(270^\circ)H1 + 0,75 \cdot N(EI)$.

M_{Ed}^+ : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$$M_{Ed}^+ : \underline{53,79} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

- Para flexión negativa:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en un punto situado a una distancia de 8,160 m del nudo N30, para la combinación de acciones $1,35 \cdot PP + 1,35 \cdot CM1 + 1,5 \cdot Q + 0,9 \cdot V(0^\circ)H3$.

M_{Ed}^- : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$$M_{Ed}^- : \underline{27,83} \text{ kN}\cdot\text{m}$$



El momento flector resistente de cálculo $M_{c,Rd}$ viene dado por:

$$M_{c,Rd} : \underline{74,64} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos de una sección a flexión simple.

$$\text{Clase} : \underline{1}$$

$W_{pl,y}$: Módulo resistente plástico correspondiente a la fibra con mayor tensión, para las secciones de clase 1 y 2.

$$W_{pl,y} : \underline{285,00} \text{ cm}^3$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{261,90} \text{ MPa}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : \underline{275,00} \text{ MPa}$$

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

$$\gamma_{M0} : \underline{1,05}$$

Como se ve:

$$M_{Ed^*} = 53,79 \text{ kN}\cdot\text{m} < M_{c,Rd} = 74,64 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed^*} = 27,83 \text{ kN}\cdot\text{m} < M_{c,Rd} = 74,64 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

El momento de cálculo no supera al momento resistente, por lo tanto, se puede decir que el perfil IPE 220 cumple.

3.3.3. E.L.U. Pandeo

Una vez comprobado el cumplimiento de los estados límite de servicio y el estado límite último de resistencia, se procede a comprobar el estado límite último de pandeo según lo establecido en el CTE DB SE-A.6.3.2.

En esta comprobación se debe verificar que la jácena no supera la tensión crítica de pandeo en ninguno de los dos planos fundamentales de trabajo, el plano del pórtico (XZ) y el plano perpendicular (YZ).

- Parte a dos aguas:

Con el programa CYPE se ha localizado el esfuerzo axial más grande en las jácenas de la parte a dos aguas.



A continuación, se ofrecen todos los valores del cálculo de la comprobación del E.L.U de pandeo:

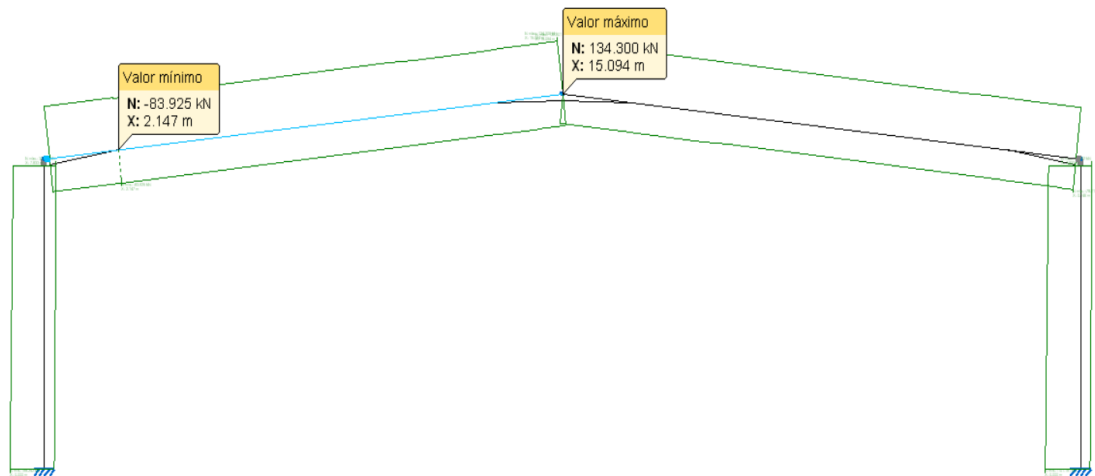


Figura 3.3.3.1 Envolvente esfuerzos axiales pórtico 2.

La resistencia de cálculo a pandeo $N_{b,Rd}$ en una barra comprimida viene dada por:

$$N_{b,Rd} : \underline{795,35} \text{ kN}$$

Donde:

A_{ef} : Área de la sección eficaz para las secciones de clase 4.

$$A_{ef} : \underline{60,78} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{261,90} \text{ MPa}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : \underline{275,00} \text{ MPa}$$

γ_{M1} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M1} : \underline{1,05}$$

χ : Coeficiente de reducción por pandeo.

$$\chi_y : \underline{0,50}$$

Siendo:

$$\phi_y : \underline{1,39}$$

α : Coeficiente de imperfección elástica.

$$\alpha_y : \underline{0,21}$$

$\bar{\lambda}$: Esbeltez reducida.



$$\bar{\lambda}_y : \underline{1,25}$$

N_{cr} : Axil crítico elástico de pandeo, obtenido como el menor de los siguientes valores:

$$N_{cr} : \underline{1070,78 \text{ kN}}$$

$N_{cr,y}$: Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Y.

$$N_{cr,y} : \underline{1070,78 \text{ kN}}$$

$N_{cr,z}$: Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Z.

$$N_{cr,z} : \underline{\infty}$$

$N_{cr,T}$: Axil crítico elástico de pandeo por torsión.

$$N_{cr,T} : \underline{\infty}$$

Como el axil máximo es $N_{Ed} = 134,3 \text{ kN} < N_{b,Rd} = 795,35 \text{ kN}$, se puede afirmar que el perfil IPE 330 cumple con el E.L.U. de pandeo.

- Parte a un agua:

Con el programa CYPE se ha localizado el esfuerzo axil más grande en las jácenas de la parte a dos aguas.

A continuación, se ofrecen todos los valores del cálculo de la comprobación del E.L.U. de pandeo:

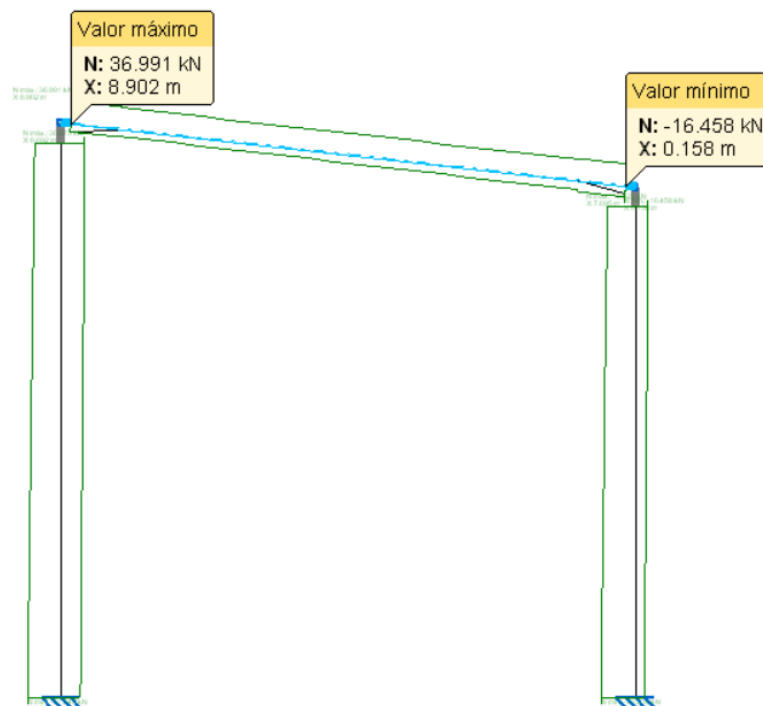


Figura 3.3.3.2 Envolvente de esfuerzos axiales sobre pórtico 4.



La resistencia de cálculo a pandeo $N_{b,Rd}$ en una barra comprimida viene dada por:

$$N_{b,Rd} : \underline{494,76 \text{ kN}}$$

Donde:

A : Área de la sección bruta para las secciones de clase 1, 2 y 3.

$$A : \underline{33,40 \text{ cm}^2}$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{261,90 \text{ MPa}}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : \underline{275,00 \text{ MPa}}$$

γ_{M1} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M1} : \underline{1,05}$$

χ : Coeficiente de reducción por pandeo.

$$\chi_y : \underline{0,57}$$

Siendo:

$$\phi_y : \underline{1,25}$$

α : Coeficiente de imperfección elástica.

$$\alpha_y : \underline{0,21}$$

$\bar{\lambda}$: Esbeltez reducida.

$$\bar{\lambda}_y : \underline{1,15}$$

N_{cr} : Axil crítico elástico de pandeo, obtenido como el menor de los siguientes valores:

$$N_{cr} : \underline{700,51 \text{ kN}}$$

$N_{cr,y}$: Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Y.

$$N_{cr,y} : \underline{700,51 \text{ kN}}$$

$N_{cr,z}$: Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Z.

$$N_{cr,z} : \underline{\infty}$$

$N_{cr,T}$: Axil crítico elástico de pandeo por torsión.

$$N_{cr,T} : \underline{\infty}$$

Como el axil máximo es $N_{Ed} = 36,991 \text{ kN} < N_{b,Rd} = 494,76 \text{ kN}$, se puede afirmar que el perfil IPE 220 cumple con el E.L.U. de pandeo.



3.4. PLACAS DE ANCLAJE

Una vez dimensionado el pórtico interior, se procede a calcular la placa de anclaje que une el pilar con la cimentación.

La combinación de acciones que genera una mayor flexión sobre la placa de anclaje es la misma que se ha considerado para el dimensionamiento del pilar, es decir $1,35 \cdot PP + 1,35 \cdot CM1 + 1,5 \cdot V(270^\circ) H1 + 0,75 \cdot N(EI)$.

Para esta combinación, los esfuerzos máximos en la base del pilar (que son transmitidos a la cimentación) son:

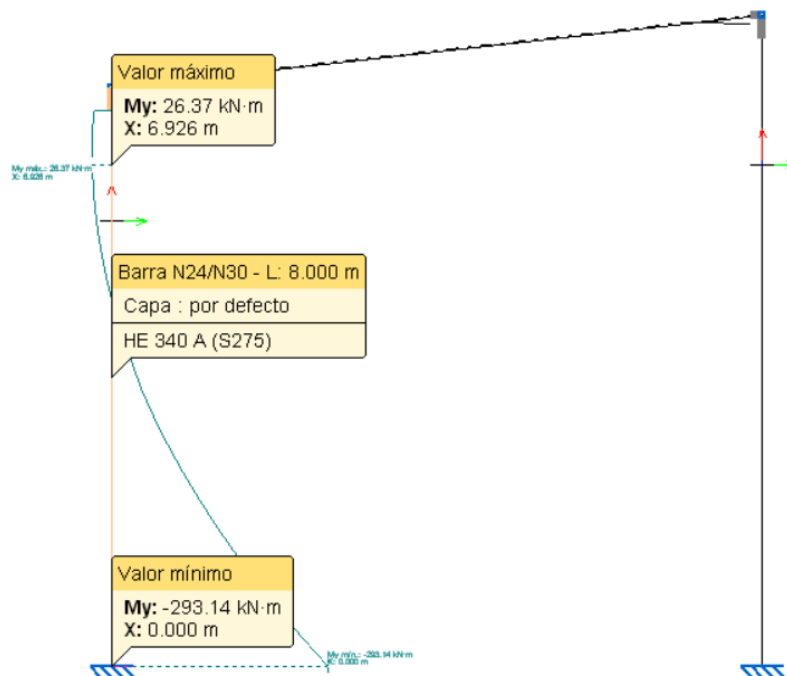


Figura 3.4.1 Diagrama de esfuerzos flectores en barra N24/N30.

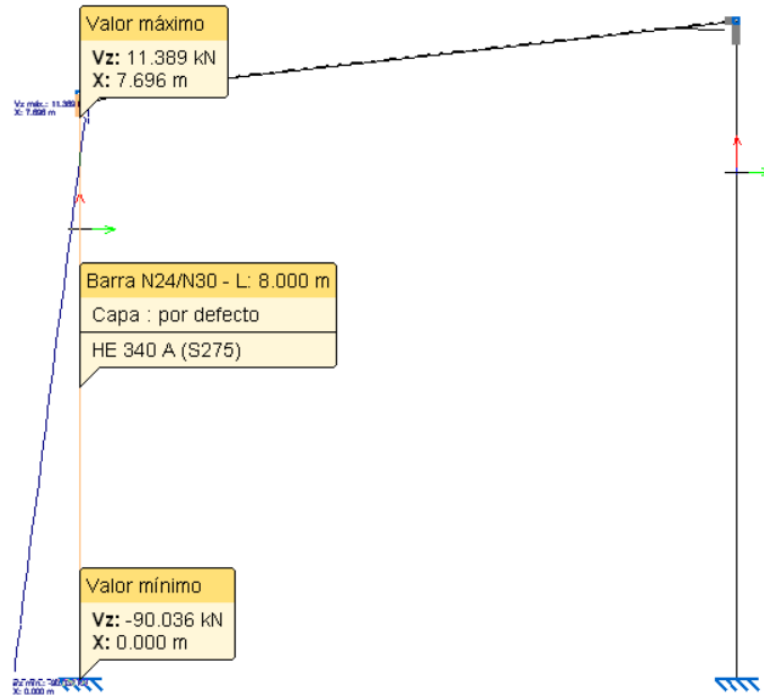


Figura 3.4.2 Diagrama de esfuerzos cortantes barra N24/N30.

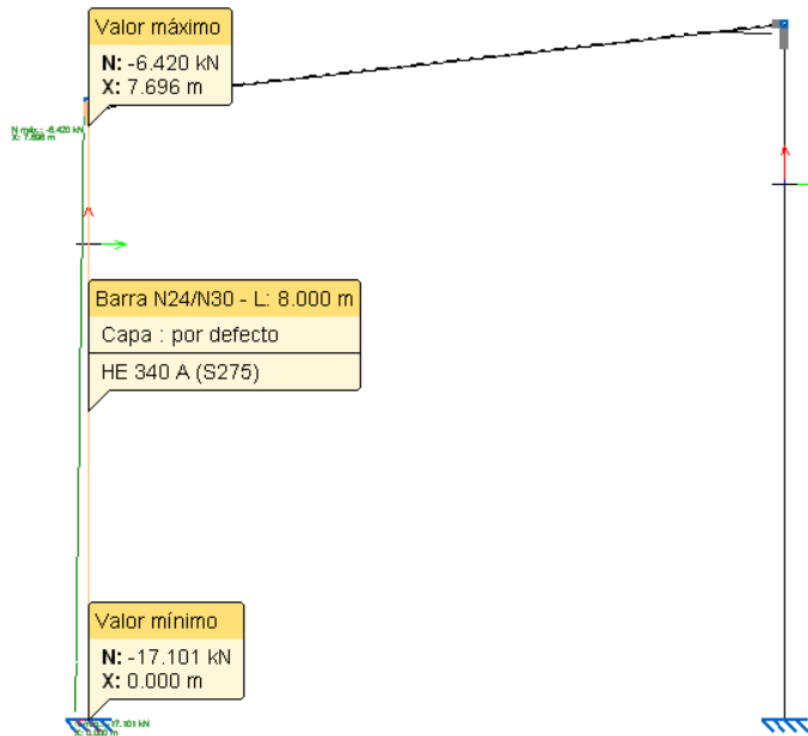


Figura 3.4.3 Diagrama de esfuerzos axiales en barra N24/N30.



N_{Ed}	V_{Ed}	M_{Ed}
-17,101 kN	-90,036 kN	-293,14 kN

Tabla 3.4.1 Esfuerzos en placa anclaje de barra N24/N30

Tal y como se indica en el apartado 2.6.1.2, la zapata donde se ancla el pilar es de hormigón HA-30 ($\gamma_c = 1,5$) y el material de la placa, cartelas y pernos es acero S275 ($\gamma_M = 1,05$).

Con estos datos, el programa de cálculo CYPE puede generar y dimensionar, con las dimensiones óptimas para que se cumplan todas las comprobaciones que marca el CTE DB SE-A, las placas de anclaje necesarias para la estructura.

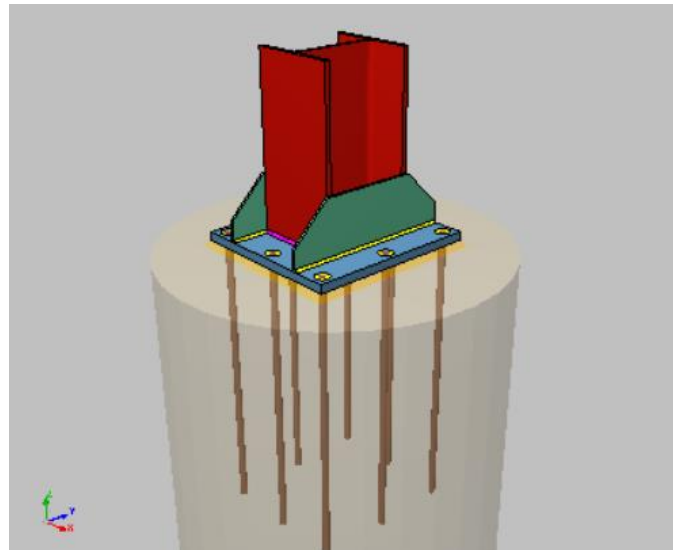
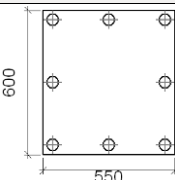
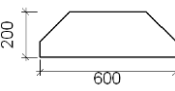


Figura 3.4.4 Detalle anclaje. (Fuente: CYPE 3D.)

El dimensionamiento óptimo concluye con las siguientes disposiciones:

Elementos complementarios											
Pieza	Geometría				Taladros				Acero		
	Esquema	Ancho (mm)	Canto (mm)	Espesor (mm)	Cantidad	Diámetro exterior (mm)	Diámetro interior (mm)	Bisel (mm)	Tipo	f_y (MPa)	f_u (MPa)
Placa base		550	600	30	8	51	27	13	S275	275.0	410.0



Elementos complementarios											
Pieza	Geometría				Taladros				Acero		
	Esquema	Ancho (mm)	Canto (mm)	Espesor (mm)	Cantidad	Diámetro exterior (mm)	Diámetro interior (mm)	Bisel (mm)	Tipo	f_y (MPa)	f_u (MPa)
Rigidizador		600	200	9	-	-	-	-	S275	275.0	410.0

Pieza	Material	Cantidad	Diámetro	Longitud
Pernos de anclaje	B 500 S, $Y_s=1,15$ (corrugado)	8	$\varnothing 25$	$L = 1075$ mm

Tabla 3.4.2 Dimensiones piezas de anclaje.

CYPE, también arroja el listado de comprobaciones de cálculo, y como se puede comprobar, cumplen todas las condiciones:

Referencia:		
Comprobación	Valores	Estado
Separación mínima entre pernos: <i>3 diámetros</i>	Mínimo: 75 mm Calculado: 236 mm	Cumple
Separación mínima pernos-borde: <i>1.5 diámetros</i>	Mínimo: 37 mm Calculado: 40 mm	Cumple
Esbeltez de rigidizadores: - Paralelos a Y:	Máximo: 50 Calculado: 46.4	Cumple
Longitud mínima del perno: <i>Se calcula la longitud de anclaje necesaria por adherencia.</i>	Mínimo: 32 cm Calculado: 75 cm	Cumple
Anclaje perno en hormigón: - Tracción: - Cortante:	Máximo: 241.31 kN Calculado: 192.4 kN Máximo: 168.92 kN Calculado: 32.26 kN	Cumple Cumple



Referencia:		
Comprobación	Valores	Estado
- Tracción + Cortante:	Máximo: 241.31 kN Calculado: 238.48 kN	Cumple
Tracción en vástago de pernos:	Máximo: 196.4 kN Calculado: 180.12 kN	Cumple
Tensión de Von Mises en vástago de pernos:	Máximo: 476.19 MPa Calculado: 369.468 MPa	Cumple
Aplastamiento perno en placa: <i>Límite del cortante en un perno actuando contra la placa</i>	Máximo: 392.86 kN Calculado: 32.26 kN	Cumple
Tensión de Von Mises en secciones globales:	Máximo: 261.905 MPa	
- Derecha:	Calculado: 157.708 MPa	Cumple
- Izquierda:	Calculado: 119.268 MPa	Cumple
- Arriba:	Calculado: 188.003 MPa	Cumple
- Abajo:	Calculado: 193.162 MPa	Cumple
Flecha global equivalente: <i>Limitación de la deformabilidad de los vuelos</i>	Mínimo: 250	
- Derecha:	Calculado: 2312.28	Cumple
- Izquierda:	Calculado: 2586.31	Cumple
- Arriba:	Calculado: 6863.12	Cumple
- Abajo:	Calculado: 5915.63	Cumple
Tensión de Von Mises local: <i>Tensión por tracción de pernos sobre placas en voladizo</i>	Máximo: 261.905 MPa Calculado: 201.484 MPa	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		

Tabla 3.4.3 Comprobaciones de cálculo del sistema de anclaje.

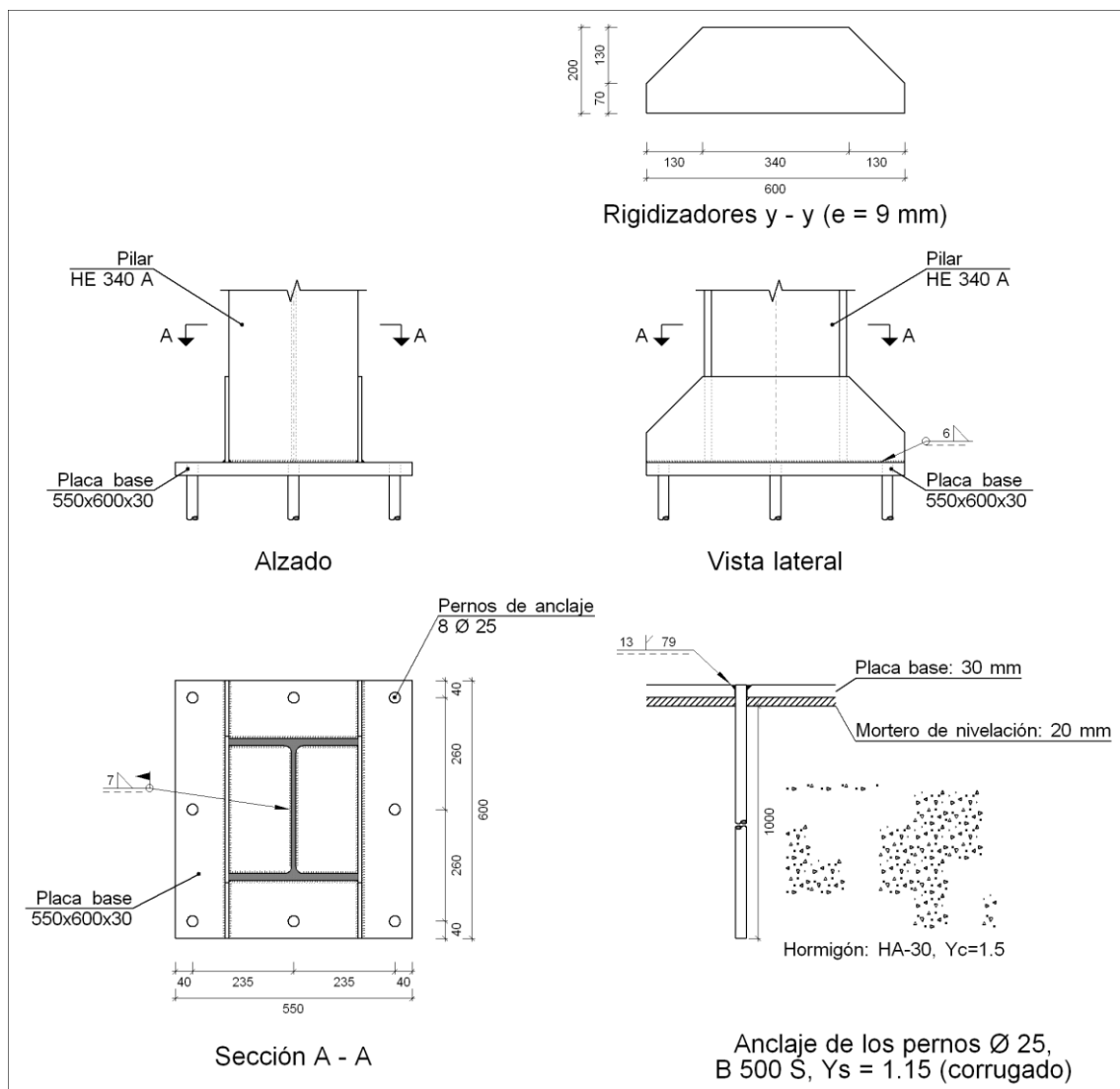


Figura 3.4.5 Detalles constructivos del sistema de anclaje de pórticos interiores.

3.5. CIMENTACIONES

En este apartado se procede a calcular las zapatas de los pórticos interiores. Los datos de partida son los perfiles y dimensiones de las placas obtenidas en apartados anteriores (pilar HEA 340 y placa 550x600x30).

Se consideran zapatas aisladas centradas, de canto 110 cm que deben ser capaces de soportar las acciones que provienen desde los pórticos interiores y a las cuales el terreno debe soportar.

En el apartado 2.5.4 se fijaron los materiales para las zapatas, tanto el hormigón HA-30 ($\gamma_c = 1,5$), como el acero de las armaduras B 500 SD ($\gamma_s = 1,15$). También en el apartado 2.5.5, está establecido que la zapata reposa sobre una solera de asiento de 10 cm tal y como marca la EHE-08. Anejo18.



En el proceso de cálculo se deben verificar los distintos estados límite últimos para garantizar la seguridad estructural de la cimentación y del terreno.

- E.L.U. de equilibrio, seguridad al vuelco.
- E.L.U. de agotamiento del terreno.
- E.L.U. de agotamiento de la estructura de cimentación.

3.5.1. E.L.U. De equilibrio. Seguridad al vuelco

Para garantizar que se cumple este estado límite último, se debe cumplir la siguiente condición, que figura en el apartado 41 de la EHE-08:

$$\gamma_{d,estab} \cdot M_{d,estab}^h \geq \gamma_{d,destab} \cdot M_{d,destab}^h$$

Si se introducen las condiciones geométricas y de los materiales mencionadas anteriormente en el programa de cálculo CYPE, éste ofrece una serie de datos de salida como la geometría y la cuantía de armaduras para la zapata, y realiza las comprobaciones necesarias para garantizar la estabilidad desde el punto de vista estructural y del terreno para las combinaciones de cargas existentes.

En este caso, para la combinación de acciones más desfavorable, ofrece unas dimensiones de la zapata óptimas para cumplir la condición de seguridad al vuelco anteriormente nombrada. Las dimensiones establecidas son de 350x350 cm² y un canto de 110 cm.

Referencias	Geometría	Armado
N24	Zapata rectangular excéntrica Ancho inicial X: 175.0 cm Ancho inicial Y: 175.0 cm Ancho final X: 175.0 cm Ancho final Y: 175.0 cm Ancho zapata X: 350.0 cm Ancho zapata Y: 350.0 cm Canto: 110.0 cm	Sup X: 17Ø16c/20 Sup Y: 17Ø16c/20 Inf X: 17Ø16c/20 Inf Y: 17Ø16c/20

Tabla 3.5.1.1 Dimensiones óptimas de zapata.



Comprobación al vuelco que realiza CYPE:

Referencia: N24		
Dimensiones: 350 x 350 x 110		
Armados: Xi:Ø16c/20 Yi:Ø16c/20 Xs:Ø16c/20 Ys:Ø16c/20		
Comprobación	Valores	Estado
Vuelco de la zapata: <i>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.</i>		
- En dirección X:	Reserva seguridad: 1611.0 %	Cumple
- En dirección Y:	Reserva seguridad: 15.1 %	Cumple

Tabla 3.5.1.2 Resultados comprobación al vuelco zapata.

3.5.2. E.L.U. De agotamiento del terreno.

A continuación, se realiza la comprobación de agotamiento del terreno que marca el CTE DB SE-C. 4.3 para la zapata de dimensiones 350x350x110 cm, que ha verificado el E.L.U. de seguridad al vuelco.

Para garantizar esto, se deben cumplir tres comprobaciones, en función de la tensión admisible del terreno, que como se dijo en el apartado 2.5.2 es de 150 kPa = 0,15 MPa y la tensión que produce la zapata en el mismo:

- $\sigma_{max} < 1,25$
- $\sigma_{min} > 0$
- $\sigma_{med} < \sigma_{adm}$

Donde:

- $\sigma_{max} = \frac{N_{Ed+P}}{A} + \frac{M_{Ed}}{I} \cdot y$
- $\sigma_{min} = \frac{N_{Ed+P}}{A} - \frac{M_{Ed}}{I} \cdot y$
- $\sigma_{min} = \frac{N_{Ed+P}}{A}$

Las cargas que actúan en la base de los pilares son las anteriormente determinadas en la tabla 3.4.1 bajo la combinación de acciones: 1.35·PP+1.35·CM1+1.5·V(270°) H1+0.75·N(EI), la más desfavorable en flexión.



Con estos datos, el programa CYPE, arroja estos resultados:

Referencia: N24		
Dimensiones: 350 x 350 x 110		
Armados: Xi:Ø16c/20 Yi:Ø16c/20 Xs:Ø16c/20 Ys:Ø16c/20		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>		
- Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 0.15 MPa Calculado: 0.034335 MPa	Cumple
- Tensión media en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 0.25 MPa Calculado: 0.0299205 MPa	Cumple
- Tensión media en situaciones accidentales:	Máximo: 0.25 MPa Calculado: 0.0565056 MPa	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes sin viento:	Máximo: 0.187469 MPa Calculado: 0.032373 MPa	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes con viento:	Máximo: 0.187469 MPa Calculado: 0.070632 MPa	Cumple
- Tensión máxima en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 0.312449 MPa Calculado: 0.036297 MPa	Cumple
- Tensión máxima en situaciones accidentales:	Máximo: 0.312449 MPa Calculado: 0.113502 MPa	Cumple

Tabla 3.5.2.1 Comprobaciones E.L.U Agotamiento del terreno.

Aquí se puede comprobar que se cumplen todas las comprobaciones en las diferentes situaciones.

3.5.3. E.L.U. De agotamiento de la cimentación.

Para realizar el cálculo de este estado límite último es necesario conocer si se trata de una zapata tipo rígida o flexible, ya que para cada tipo el método de análisis es diferente según lo indicado en el apartado 58.4.2 de la EHE-08.

Para las zapatas tipo rígida, la distribución de deformaciones no es lineal a nivel de sección, por lo tanto, el método general de análisis más adecuado es el biela - tirante, mientras que para las zapatas de tipo flexible la distribución de deformaciones a nivel de sección puede considerarse lineal, y es de aplicación la teoría general de flexión.

Una zapata puede considerarse rígida si el vuelo máximo es menor o igual que 2 veces el canto de la misma, de lo contrario, se considera flexible.

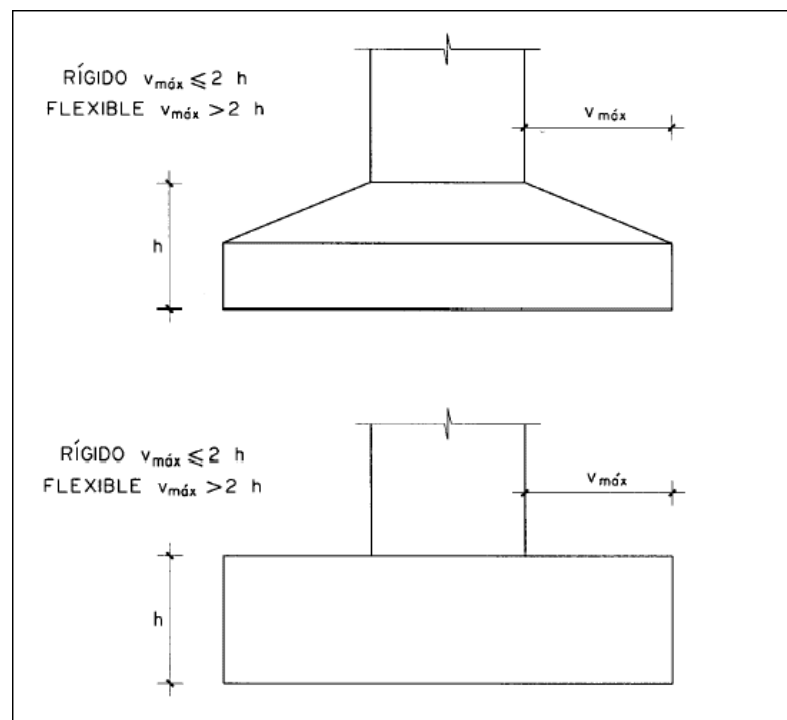


Figura 3.5.3.1 Condiciones para zapata rígida y flexible.

En este caso, el canto (h) de la zapata es de 1,1 m, el espesor más grande de la placa de anclaje es de 0,6 m y el vuelo es de:

$$V_{max} = \frac{3500}{2} - \frac{600}{2} = 1450 \text{ mm} < 2 \cdot 1100 = 2200 \text{ mm}$$

Por lo tanto, es una zapata rígida y se procede a desarrollar el método bielas y tirantes.

El método de bielas y tirantes consiste en sustituir la estructura, o parte de la estructura que constituya la región D, por una estructura de barras articuladas, que representa su comportamiento. Las barras comprimidas se denominan bielas representan la compresión del hormigón. Las barras traccionadas se denominan tirantes y representan la fuerza de tracción de las armaduras.

La EHE-08 propone un modelo de bielas y tirantes que puede aplicarse si se cumplen unas condiciones específicas, en caso contrario se puede establecer otro modelo de bielas y tirantes. Para el modelo que propone la EHE-08, la armadura principal de la zapata se obtiene para resistir la tracción T_d indicada en el modelo:

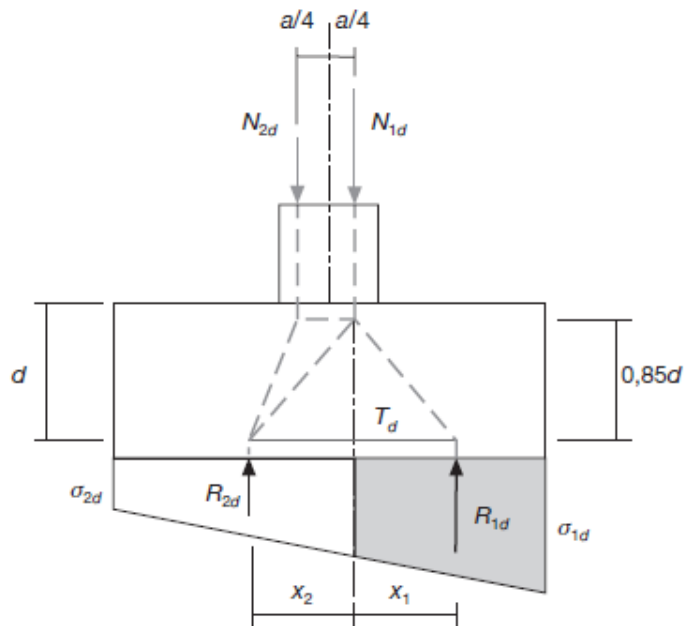


Figura 3.5.3.1 Modelo bielas y tirantes. (Figura 58.4.1.1.a EHE-08).

En naves industriales, el modelo de bielas y tirantes es distinto al propuesto por la EHE-08, pues en la base se producen tracciones y compresiones, y no solo compresiones como en el modelo anteriormente descrito.

Una vez descrito el modelo utilizado, en este caso se han introducido los datos geométricos y del terreno en el programa de cálculo CYPE, y se han generado unas zapatas que cumplen de manera eficiente las condiciones de seguridad al vuelco, agotamiento del terreno y de la cimentación, calculando la cuantía de armaduras de cálculo y mínimas para la combinación de acciones más desfavorable, expuesta anteriormente.

Las zapatas dimensionadas por CYPE para los distintos pilares, tienen algunas pequeñas variaciones entre ellas, tanto de geometría como de armadura, debido al reparto irregular de esfuerzos por las distintas luces y crujías.

La solución adoptada para regularizar y simplificar la estructura ha sido la de igualar todas las zapatas a la que resiste la combinación de esfuerzos más desfavorables, la de dimensiones anteriormente expuestas, 350x350x110.

Pero al aplicar esta solución ha resultado que dos zapatas no cumplían el espacio necesario para los arranques de la cimentación, por lo que necesitaban más canto.

Finalmente, la solución adoptada ha sido la de dotar a todas las zapatas de unas dimensiones de 350x350x130 cm y así cumplen todas, todas las comprobaciones.

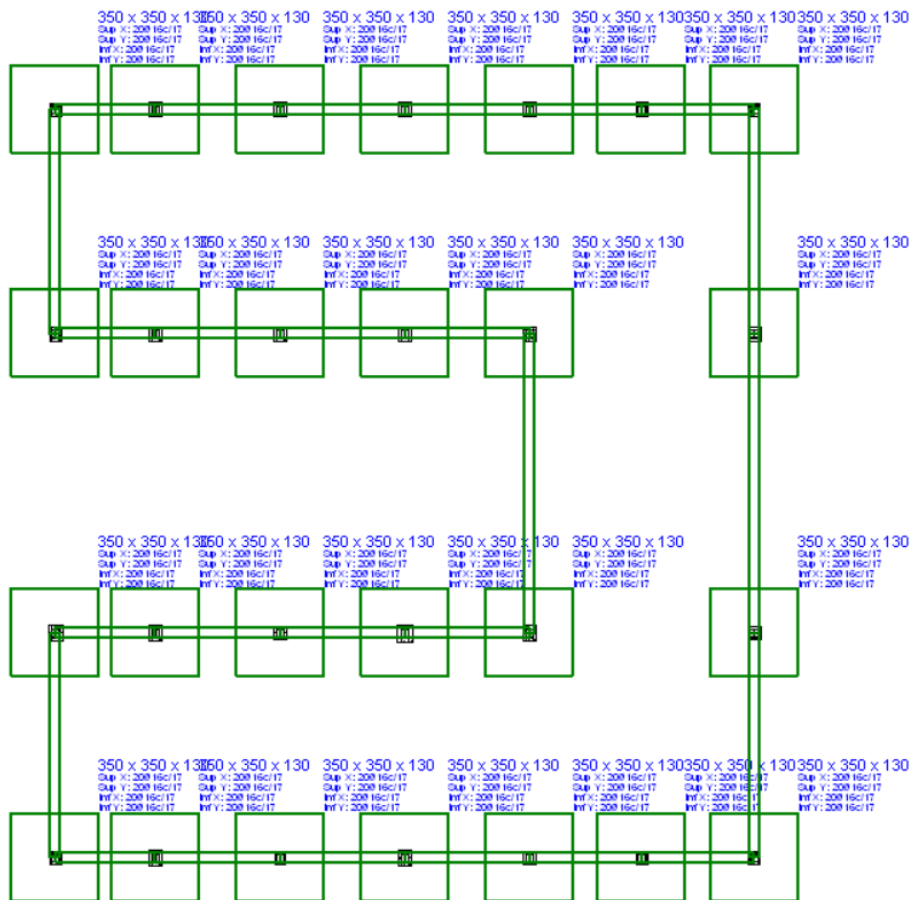


Figura 3.5.3.2 Dimensionamiento satisfactorio de la cimentación de pórticos interiores.

En el Anejo 1, se pueden observar todas las comprobaciones realizadas por CYPE para el cálculo de la cimentación.

No es necesaria armadura de cortante, pues el cortante de cálculo que llega a la cimentación tiene un valor de 90 kN, y el cortante último de agotamiento de la zapata tiene un valor de 1964,94 KN.

Estos son los resultados finales del dimensionamiento de las zapatas:

Dimensiones	Eje del pórtico (Eje Y)		Eje transversal al pórtico (Eje X)	
	Superior	Inferior	Superior	Inferior
350x350x130 cm	20Ø16c/17	20Ø16c/17	20Ø16c/17	20Ø16c/17

Tabla 3.5.3.1 Resumen resultados dimensionamiento zapatas.

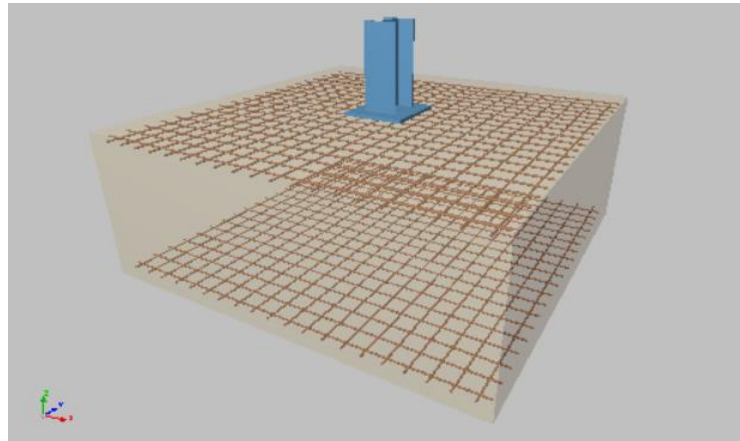


Figura 3.5.3.3 Detalle de zapata en 3D. Fuente: CYPE 3D.

3.6. VIGA DE ATADO

Las vigas riostras, de atado o de arriostramiento, son piezas o elementos estructurales generalmente de hormigón armado o de cualquier elemento que pueda resistir tracciones, que unen dos o más cimientos o zapatas.

La finalidad de las vigas riostras es absorber las posibles acciones horizontales que pueden recibir los cimientos bien de la estructura bien del propio terreno, evitando de esta forma el desplazamiento horizontal relativo de uno respecto a otro.

El cálculo se realiza como pieza prismática de hormigón armado sometida a tracción simple o compuesta.

- Para tracción simple, siendo N_d el esfuerzo normal de tracción mayorado:

$$U_{s1} = U_{s2} = A_{v1} f_{yd} = A_{v2} f_{yd} = \frac{N_d}{2}$$

- Para tracción compuesta, siendo N_d el esfuerzo normal de tracción mayorado y M_d el momento flector, también mayorado.

$$U_{s1} = \frac{M_d}{d-d_2}$$

$$U_{s2} = N_d - \frac{M_d}{d-d_2}$$

Con el programa CYPE, se han comprobado y dimensionado las vigas de atado, dando como resultado:

- Dimensiones: **40.0 cm x 40.0 cm**
- Armadura superior: **2Ø20**
- Armadura inferior: **2Ø20**
- Estribos: **1xØ8c/30**

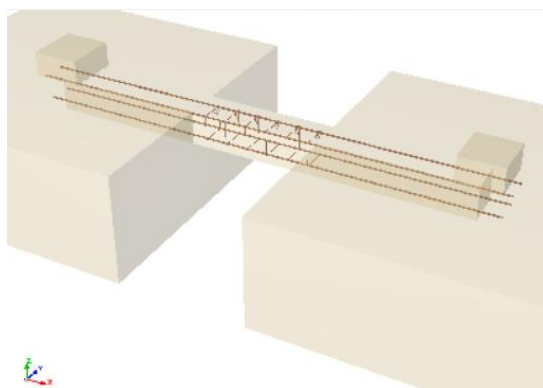


Figura 3.6.1 Detalle viga de atado 3D. Fuente: CYPE 3D.

En el Anejo 1 se pueden encontrar todas las comprobaciones realizadas por el programa para el cálculo de la viga de atado.



Capítulo 4

SISTEMA CONTRAVIENTO



El sistema contraviento es el encargado de recibir y transmitir correctamente a las cimentaciones, las acciones de viento sobre las fachadas frontales.

En este capítulo se van a determinar los esfuerzos que soporta el pórtico de fachada, la viga a contraviento, la viga perimetral y de cumbrera y los sistemas de arriostramiento, es decir, las cruces de san Andrés, y con ello se dimensionarán dichos elementos, además de las placas de anclaje, que unen los pilares a las zapatas y las propias zapatas, así como las vigas de atado entre ellas.

4.1. PÓRTICO DE FACHADA

4.1.1. Pilares

Para el dimensionamiento de pilares, se va a suponer un perfil HEA 340 al igual que en el pórtico interior y se va a comprobar frente a las distintas situaciones en E.L.U y E.L.S.

4.1.1.1. E.L.U. Deformación

En el cálculo del estado límite de servicio de deformación del pilar se van a comprobar los criterios de Integridad de los elementos constructivos y de apariencia de obra, interpretando que en este tipo de edificaciones el confort de los usuarios no se ve afectado. El cálculo se realiza conforme a lo establecido en CTE DB SE.4.3.3.2.

- **Integridad de los elementos constructivos**

Cuando se considere este criterio, se considera que la estructura global tiene suficiente rigidez lateral, si ante cualquier combinación de acciones característica, el desplome es menor de:

- Desplome total: $\frac{1}{500}$ de la altura total del edificio
- Desplome local: $\frac{1}{250}$ de la altura total de la planta.

El desplome es la diferencia de flecha entre los extremos de un pilar. Se puede generalizar como la máxima flecha relativa.

Las combinaciones a comprobar son todas las características, es decir:

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

Tras introducir las acciones en CYPE y analizar los resultados, la mayor flecha producida en la cabeza de los pilares es de 19,489 mm.

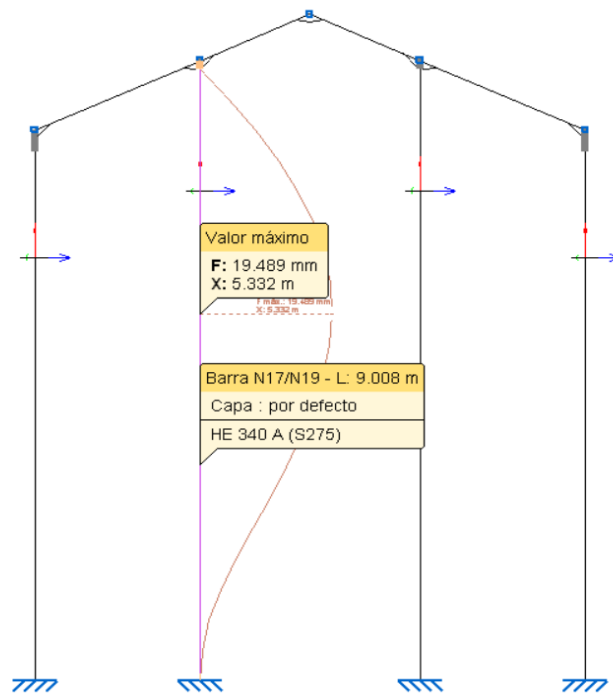


Figura 4.1.1.1.1 Flecha máxima pilares fachada combinación característica.

Se adopta como criterio de comprobación que el desplome relativo activo máximo sea de 1/250:

$$\delta_r = \frac{\delta}{h} < \frac{1}{250} \rightarrow \frac{0,019489}{9} = 2,165 \cdot 10^{-3} < 4 \cdot 10^{-3}$$

Por lo tanto, se observa que el perfil HEB 340 cumple el criterio de integridad de los elementos constructivos del E.L.S. Deformación.

- **Criterio de apariencia de obra**

Cuando se considera este criterio, se admite que la estructura tiene suficiente rigidez lateral, si ante cualquier combinación de acciones cuasipermanente, el desplome relativo es menos que $\frac{1}{250}$.

Las combinaciones cuasipermanentes son:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Para la comprobación de este criterio, se observa en la tabla 3.2.1.2.1 que el coeficiente de combinación para las acciones variables tiene un valor 0, por lo que solo es válida la combinación de cargas permanentes.



Tras introducir las acciones en CYPE y analizar los resultados, la mayor flecha producida en la cabeza de los pilares es de 2,113 mm en el plano del pórtico.

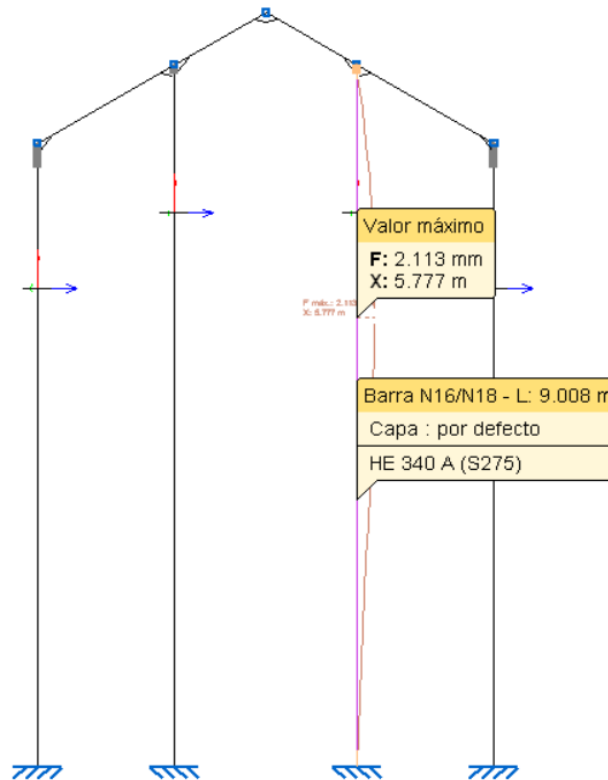


Figura 4.1.1.1.2 Flecha máxima pórtico de fachada en combinación cuasipermanente.

$$\delta_r = \frac{\delta}{h} < \frac{1}{250} \rightarrow \frac{0,002113}{9} = 2,3478 \cdot 10^{-4} < 4 \cdot 10^{-3}$$

Por lo tanto, se observa que el perfil HEA 340 cumple el criterio de apariencia de la obra del E.L.S. Deformación.

4.1.1.2. E.L.U. Resistencia

Se comprueba este estado límite último, según lo expuesto en CTE DB SE-A.6.2, para aquellas situaciones en las que la flexión y el axil de tracción sobre los pilares son máximos, es decir, para la combinación $0,8 \cdot PP + 0,8 \cdot CM1 + 1,5 \cdot V(270^\circ)H2$, que es la que provoca una mayor flexión en los pilares de fachada unida a una máxima succión en cubierta.

Al comprobar la sección, CYPE arroja estos resultados:



Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{t,Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,Rd,y}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,Rd,z}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0,887} \quad \checkmark$$

$$\eta = \frac{M_{ef,Ed}}{M_{b,Rd,y}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,Rd,z}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0,873} \quad \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pécimos se producen en el nudo N17, para la combinación de acciones $0,8 \cdot PP + 0,8 \cdot CM1 + 1,5 \cdot V(270^\circ)H2$.

Donde:

$N_{t,Ed}$: Axil de tracción solicitante de cálculo pécimo.

$$N_{t,Ed} : \underline{27,12} \text{ kN}$$

$M_{y,Ed}, M_{z,Ed}$: Momentos flectores solicitantes de cálculo pécimos, según los ejes Y y Z, respectivamente.

$$M_{y,Ed} : \underline{34,14} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{z,Ed} : \underline{153,80} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de sus elementos planos, para axil y flexión simple.

$$\text{Clase} : \underline{2}$$

$N_{pl,Rd}$: Resistencia a tracción.

$$N_{pl,Rd} : \underline{3369,29} \text{ kN}$$

$M_{pl,Rd,y}, M_{pl,Rd,z}$: Resistencia a flexión de la sección bruta en condiciones plásticas, respecto a los ejes Y y Z, respectivamente.

$$M_{pl,Rd,y} : \underline{466,90} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{pl,Rd,z} : \underline{190,77} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Resistencia a pandeo: (CTE DB SE-A, Artículo 6.3.4.1)

$M_{ef,Ed}$: Momento flector solicitante de cálculo pécimo.

$$M_{ef,Ed} : \underline{-31,14} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{ef,Ed} = W_{y,com} \cdot \sigma_{com,Ed}$$

Siendo:

$\sigma_{com,Ed}$: Tensión combinada en la fibra extrema comprimida.

$$\sigma_{com,Ed} : \underline{16,83} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{com,Ed} = \frac{M_{y,Ed}}{W_{y,com}} - 0,8 \cdot \frac{N_{t,Ed}}{A}$$

$W_{y,com}$: Módulo resistente de la sección referido a la fibra extrema comprimida, alrededor del eje Y.

$$W_{y,com} : \underline{1850,00} \text{ cm}^3$$

A : Área de la sección bruta.

$$A : \underline{133,50} \text{ cm}^2$$

$M_{b,Rd,y}$: Momento flector resistente de cálculo.

$$M_{b,Rd,y} : \underline{466,90} \text{ kN}\cdot\text{m}$$



A la vista de estos resultados, se puede afirmar que el perfil HEA 340 cumple a E.L.U. Resistencia.

4.1.1.3. E.L.U. Pandeo

Una vez comprobado el cumplimiento de los estados límite de servicio y el estado límite último de resistencia, se procede a comprobar el estado límite último de pandeo según lo establecido en el CTE DB SE-A.6.3.2.

En esta comprobación se debe verificar que el pilar no supera la tensión crítica de pandeo en ninguno de los dos planos fundamentales de trabajo, el plano del pórtico (XZ) y el plano perpendicular (YZ).

El programa utilizado ofrece todos los valores del cálculo de la comprobación del E.L.U. de pandeo:

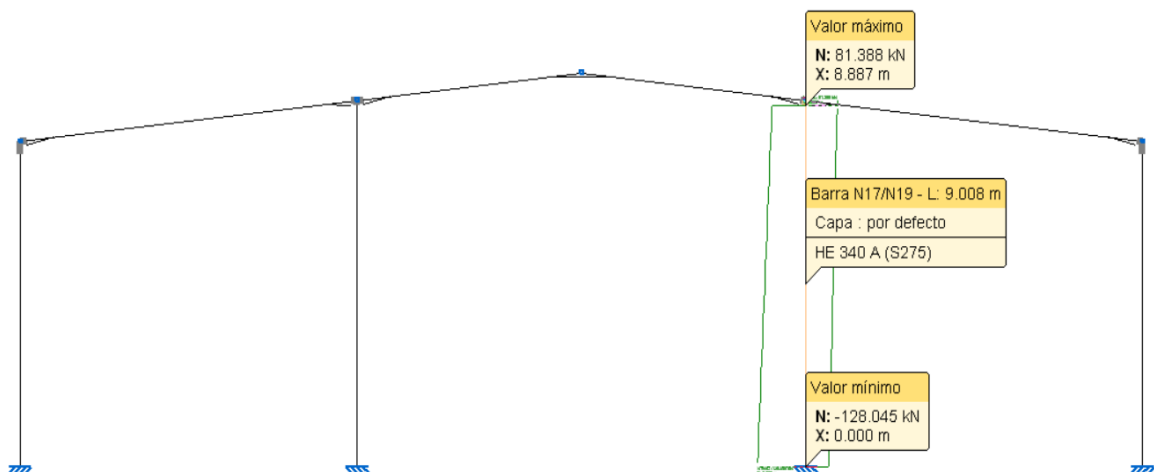


Figura 4.1.1.3.1 Envolvente de esfuerzo axial sobre pilar fachada.

La resistencia de cálculo a pandeo $N_{b,Rd}$ en una barra comprimida viene dada por:

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_{yd}$$

$$N_{b,Rd} : 1482,80 \text{ kN}$$

Donde:

A: Área de la sección bruta para las secciones de clase 1, 2 y 3.

f_{yd}: Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{M1}$$

$$A : 133,50 \text{ cm}^2$$

$$f_{yd} : 252,38 \text{ MPa}$$



Siendo:

f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1) f_y : 265,00 MPa

γ_{M1} : Coeficiente parcial de seguridad del material. γ_{M1} : 1,05

χ : Coeficiente de reducción por pandeo.

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - (\bar{\lambda})^2}} \leq 1$$

Siendo:

$$\Phi = 0.5 \cdot \left[1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0.2) + (\bar{\lambda})^2 \right]$$

α : Coeficiente de imperfección elástica. α_y : 0,34

α_z : 0,49

$\bar{\lambda}$: Esbeltez reducida.

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}}$$

$\bar{\lambda}_y$: 1,27

$\bar{\lambda}_z$: 0,96

N_{cr} : Axil crítico elástico de pandeo, obtenido como el menor de los siguientes valores:

N_{cr} : 2182,93 kN

$N_{cr,y}$: Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Y.

$N_{cr,y}$: 2182,93 kN

$N_{cr,z}$: Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Z.

$N_{cr,z}$: 3876,19 kN

$N_{cr,T}$: Axil crítico elástico de pandeo por torsión.

$N_{cr,T}$: ∞

Como el axil máximo es de $N_{c,Ed} = 128,05$ kN < $N_{b,Rd} = 1482,8$ kN, se puede afirmar que el perfil HEA 340 cumple a E.L.U. Pandeo.

4.1.2. Jácena

El siguiente elemento a dimensionar es la jácena del pórtico de fachada, un elemento importante, pues recoge las cargas de la cubierta para trasladarlas a los pilares, y además forma parte de la viga contraviento, de la que es el cordón inferior.

El perfil de partida utilizado para el dimensionamiento es el IPE 240.

4.1.2.1. E.L.S. Deformación

La verificación de este estado límite se debe realizar mediante el cumplimiento de los criterios de integridad de los elementos constructivos y el de apariencia de obra,



igual que en el resto de elementos estructurales. El cálculo se realiza conforme a lo establecido en CTE DB SE.4.3.3.2.

- **Criterio de integridad de los elementos constructivos**

Cuando se considere este criterio, se admite que la estructura horizontal de un piso o cubierta es suficientemente rígida, si para cualquiera de sus piezas, ante cualquier combinación de acciones característica, considerando solo las deformaciones que se producen después de la puesta en obra del elemento, la flecha relativa es menor que 1/300 en este caso.

Las combinaciones a comprobar son todas las características, es decir:

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

Tras introducir las acciones en CYPE y analizar los resultados, la mayor flecha producida por la envolvente de esfuerzos que actúan sobre la barra es de 60,322 mm, producida en $x = 8,367$ m del nudo que une pilar y jácena.

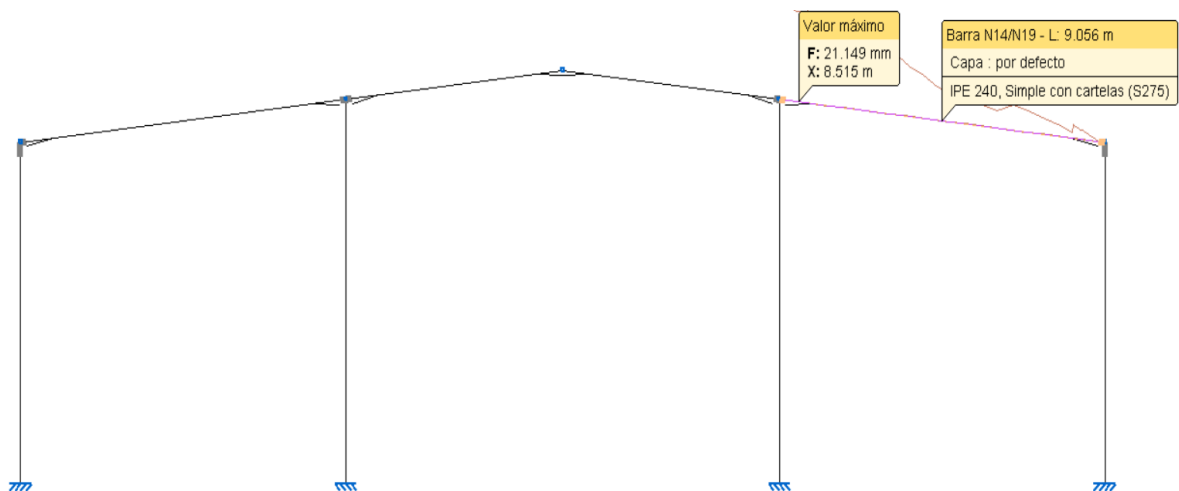


Figura 4.1.2.1.1 Flecha máxima jácena de fachada combinación característica.

La mayor flecha producida por la envolvente de esfuerzos que actúan sobre la barra es de 21,149 mm, producida en $x = 8,515$ m del nudo que une pilar y jácena, y ésta es debida a la succión del viento en cubierta, más desfavorable que la acción gravitatoria.

$$F_{r,ij} = \frac{|f_i - f_j|}{|x_i - x_j|} < \frac{1}{300} \rightarrow \frac{0,021149}{2 \cdot 8,515} = 1,242 \cdot 10^{-3} < 3,33 \cdot 10^{-3}$$



El perfil IPE 240 si cumple el criterio de integridad de los elementos constructivos del E.L.S. Deformación.

- **E.L.S. Apariencia en obra**

Cuando se considere este criterio, se admite que la estructura horizontal de un piso o cubierta es suficientemente rígida si, para cualquiera de sus piezas, ante cualquier combinación de acciones cuasipermanente, la flecha relativa es menor que 1/300.

Las combinaciones cuasipermanentes son del tipo:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Para la comprobación de este criterio, se observa en la tabla 3.2.1.2.1 que el coeficiente de combinación para las acciones variables tiene un valor 0, por lo que solo es válida la combinación de cargas permanentes.

Tras introducir las acciones en CYPE y analizar los resultados, la mayor flecha producida por la envolvente de esfuerzos que actúan sobre la barra es de 1,135 mm, producida en x = 4,42 m del nudo que une un pilar y jácena.

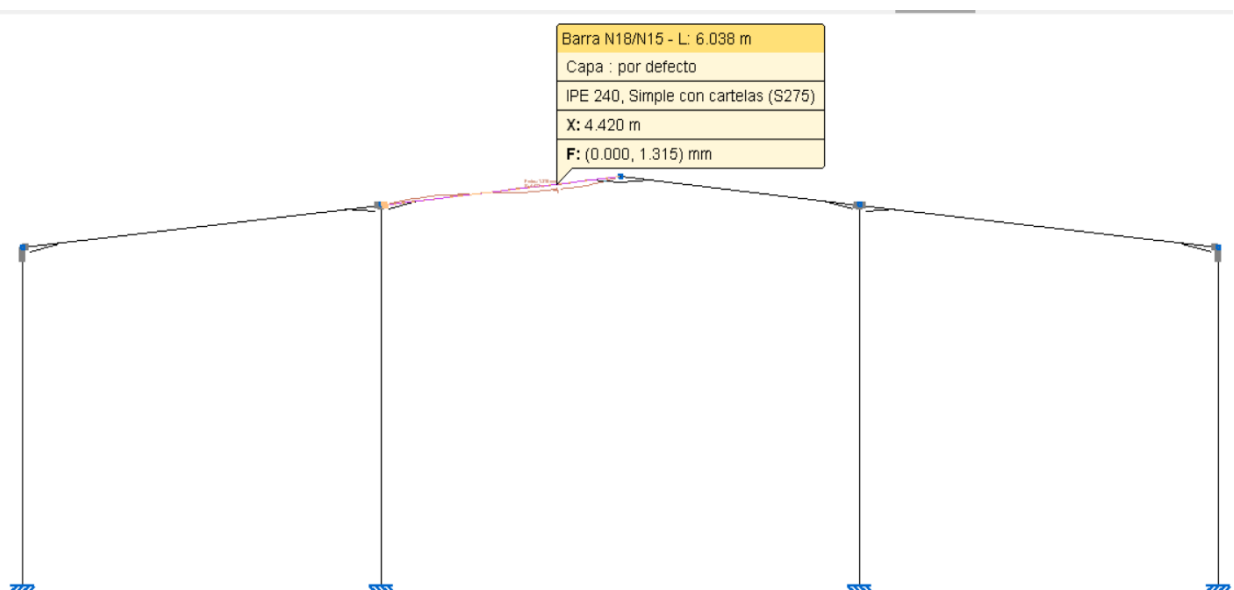


Figura 4.1.2.1.1 Flecha máxima jácena de fachada combinación cuasipermanente.

Finalmente se comprueba que la flecha relativa no supera el valor máximo adoptado por la norma de 1/300:



$$F_{r,ij} = \frac{|f_i - f_j|}{|x_i - x_j|} < \frac{1}{300} \rightarrow \frac{0,001315}{2 \cdot 4,42} = 1,487 \cdot 10^{-4} < 3,33 \cdot 10^{-3}$$

El perfil IPE 240 si cumple el criterio de apariencia de obra del E.L.S Deformación.

4.1.2.2. E.L.U. Resistencia

En el cálculo de este estado límite último se comprueba, según lo expuesto en CTE DB SE-A.6.2, que en ninguna sección de la barra se sobrepasa la tensión máxima del material. Al ser el axil casi constante, se debe buscar el punto de máximo momento positivo y negativo para realizar la comprobación en ese punto.

Tanto la comprobación de resistencia como la de pandeo se deben realizar para las combinaciones que den como resultado los mayores valores de momentos flectores, aunque antes se debe comprobar a cortante según CTE DB SE-A.6.2.4.

Cómo la flexión máxima se produce con la combinación de acciones $1,35 \cdot PP + 1,35 \cdot CM1 + 1,5 \cdot Q + 0,9 \cdot V(0^\circ)H4 + 0,75 \cdot N(EI)$ se comprueba el cortante en esta combinación:

$1,35 \cdot PP + 1,35 \cdot CM1 + 1,5 \cdot Q + 0,9 \cdot V(0^\circ)H4 + 0,75 \cdot N(EI)$	N	-23.486
	V_y	0.233
	V_z	-31.586
	Mt	0.02
	M_x	-64.30
	M_z	0.19

Tabla 4.1.2.2.1 Esfuerzo cortante máximo en la barra N19/N15 para la combinación pésima de flexión.

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en un punto situado a una distancia de 0,918 m del nudo N19, para la combinación de acciones $1,35 \cdot PP + 1,35 \cdot CM1 + 1,5 \cdot Q + 0,9 \cdot V(0^\circ)H4 + 0,75 \cdot N(EI)$.

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

V_{Ed} : 31,586 kN

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

$$V_{c,Rd} = A_v \cdot \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}}$$

$V_{c,Rd}$: 225,00 kN

Donde:



A_v : Área transversal a cortante.

A_v : 14,88 cm²

$$A_v = h \cdot t_w$$

Siendo:

h : Canto de la sección.

h : 240,00 mm

t_w : Espesor del alma.

t_w : 6.20 mm

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

f_{yd} : 261,90 MPa

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{M0}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

f_y : 275,00 MPa

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

γ_{M0} : 1,05

Como $V_{Ed} = 31,586$ kN < $0,5 V_{c,Rd} = 112,5$ kN, se afirma que no hay interacción del esfuerzo cortante y por lo tanto no es necesario reducir el momento flector resistente $M_{c,Rd}$.

Y ahora ya es posible comprobar a flexión, en este caso CYPE, arroja estos valores:

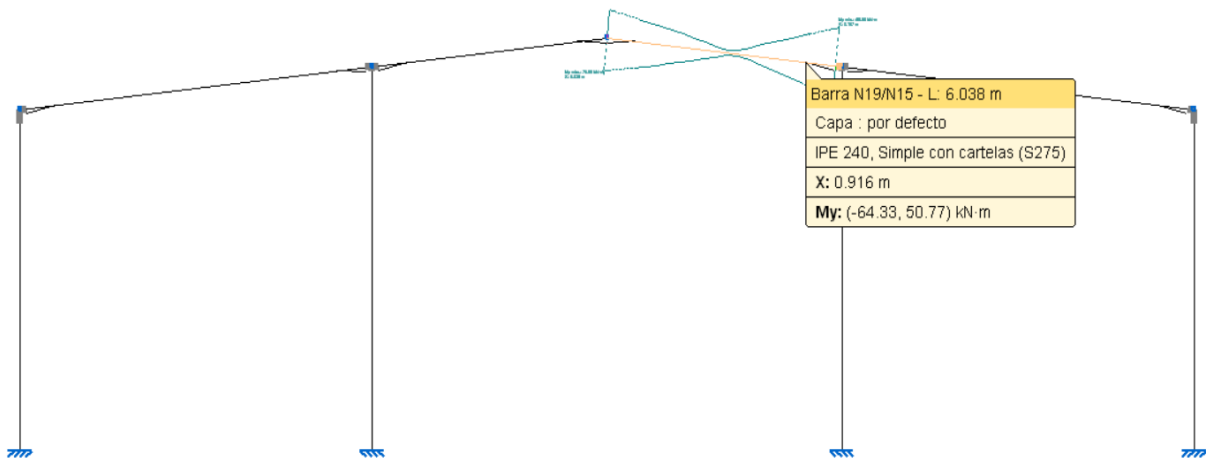


Figura 4.1.2.2.1 Diagrama de flectores en pórtico de fachada.



- Para flexión positiva:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en un punto situado a una distancia de 0,916 m del nudo N19, para la combinación de acciones $0,8 \cdot PP + 0,8 \cdot CM1 + 1,5 \cdot V(270^\circ)H1$.

M_{Ed}^+ : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$$M_{Ed}^+ : \underline{50,77} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

- Para flexión negativa:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en un punto situado a una distancia de 0,916 m del nudo N19, para la combinación de acciones

$1,35 \cdot PP + 1,35 \cdot CM1 + 1,5 \cdot Q + 0,9 \cdot V(0^\circ)H4 + 0,75 \cdot N(EI)$.

M_{Ed}^- : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$$M_{Ed}^- : \underline{64,33} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

El momento flector resistente de cálculo $M_{c,Rd}$ viene dado por:

$$M_{c,Rd} : \underline{96,12} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos de una sección a flexión simple.

$$\text{Clase} : \underline{1}$$

$W_{pl,y}$: Módulo resistente plástico correspondiente a la fibra con mayor tensión, para las secciones de clase 1 y 2.

$$W_{pl,y} : \underline{367,00} \text{ cm}^3$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{261,90} \text{ MPa}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : \underline{275,00} \text{ MPa}$$

γ_{Mo} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{Mo} : \underline{1,05}$$

Como se ve:

$$M_{Ed^+} = 50,77 \text{ kN}\cdot\text{m} < M_{c,Rd} = 96,12 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed^-} = 64,33 \text{ kN}\cdot\text{m} < M_{c,Rd} = 96,12 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

El momento de cálculo no supera al momento resistente, por lo tanto, se puede decir que el perfil IPE 240 cumple.



4.1.2.3. E.L.U. Pandeo

Una vez comprobado el cumplimiento de los estados límite de servicio y el estado límite último de resistencia, se procede a comprobar el estado límite último de pandeo según lo establecido en el CTE DB SE-A.6.3.2.

En esta comprobación se debe verificar que la jácena no supera la tensión crítica de pandeo en ninguno de los dos planos fundamentales de trabajo, el plano del pórtico (XZ) y el plano perpendicular (YZ).

Con el programa CYPE se ha localizado el esfuerzo axil más grande en la jácena de fachada.

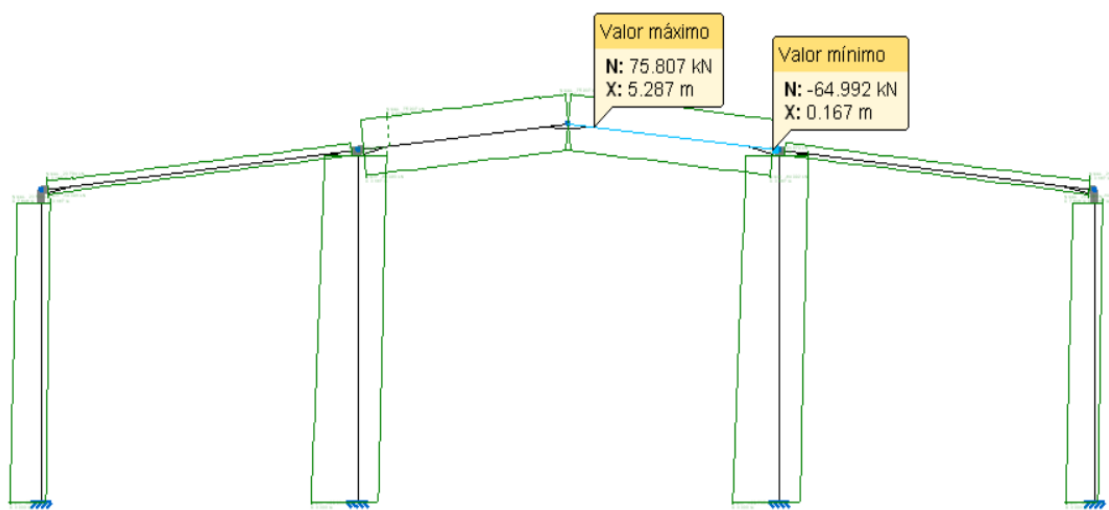


Figura 4.1.2.3.1 Envoltorio de esfuerzos axiales en pórtico de fachada.

A continuación, se ofrecen todos los valores del cálculo de la comprobación del E.L.U. de pandeo:

La resistencia de cálculo a pandeo $N_{b,Rd}$ en una barra comprimida viene dada por:

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_{yd}$$

$$N_{b,Rd} : \underline{869,54} \text{ kN}$$

Donde:

A: Área de la sección bruta para las secciones de clase 1, 2 y 3.

$$A : \underline{39,10} \text{ cm}^2$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{261,90} \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{M1}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : \underline{275,00} \text{ MPa}$$

γ_{M1} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M1} : \underline{1,05}$$



χ : Coeficiente de reducción por pandeo.

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - (\bar{\lambda})^2}} \leq 1 \quad \chi_y : \underline{0,85}$$

Siendo:

$$\Phi = 0.5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0.2) + (\bar{\lambda})^2] \quad \phi_y : \underline{0,80}$$

α : Coeficiente de imperfección elástica. $\alpha_y : \underline{0,21}$

$\bar{\lambda}$: Esbeltez reducida.

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} \quad \bar{\lambda}_y : \underline{0,70}$$

N_{cr} : Axil crítico elástico de pandeo, obtenido como el menor de los siguientes valores:

$$N_{cr} : \underline{2212,97 \text{ kN}}$$

$N_{cr,y}$: Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Y.

$$N_{cr,y} : \underline{2212,97 \text{ kN}}$$

$N_{cr,z}$: Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Z.

$$N_{cr,z} : \underline{\infty}$$

$N_{cr,T}$: Axil crítico elástico de pandeo por torsión.

$$N_{cr,T} : \underline{\infty}$$

Como el axil máximo es de $N_{c,Ed} = 75,807 \text{ kN} < N_{b,Rd} = 869,54 \text{ kN}$, se puede afirmar que el perfil IPE 240 cumple a E.L.U. Pandeo.

4.1.3. Placas de anclaje

Una vez dimensionado el pórtico de fachada, se procede a calcular la placa de anclaje que une el pilar con la cimentación.

La combinación de acciones que genera una mayor flexión sobre la placa de anclaje es la misma que se ha considerado para el dimensionamiento del pilar, es decir $0,8 \cdot PP + 0,8 \cdot CM1 + 1,5 \cdot V(270^\circ)H2$.

Para esta combinación, los esfuerzos máximos en la base del pilar (que son transmitidos a la cimentación) son:

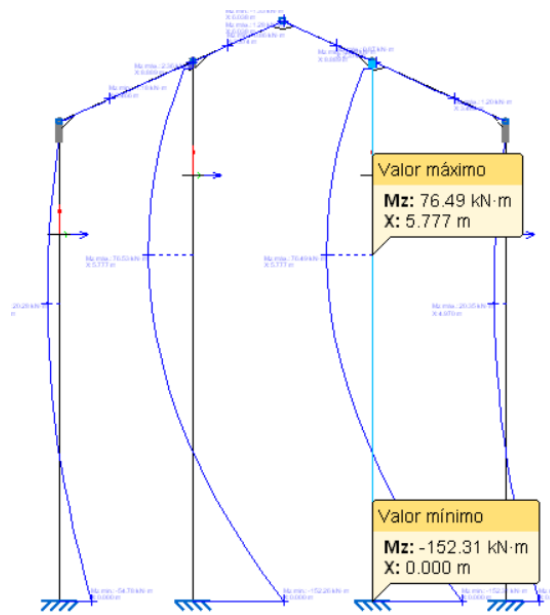


Figura 4.1.3.1 Diagrama de flectores del pórtico de fachada en combinación pésima.

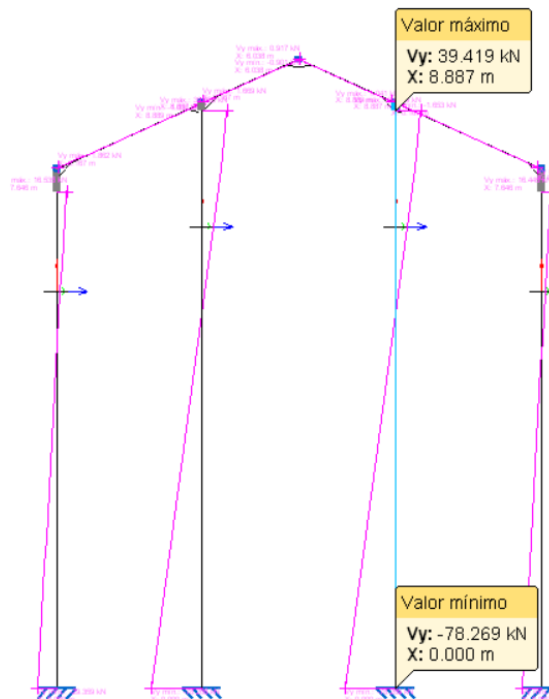


Figura 4.1.3.2 Diagrama cortantes del pórtico de fachada en combinación pésima.

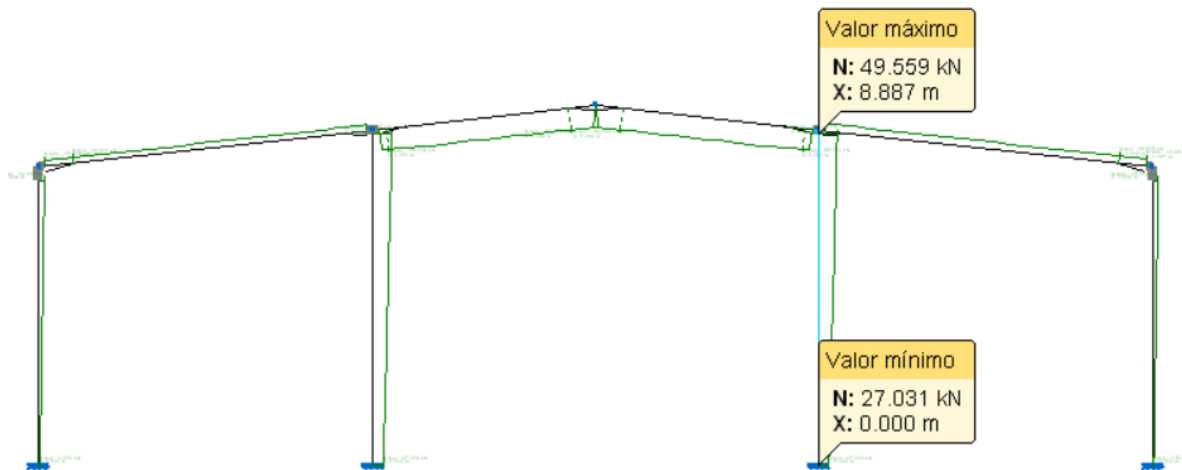


Figura 4.1.3.3 Diagrama de axiles del pórtico de fachada en combinación pésima.

N_{Ed}	V_{Ed}	M_{Ed}
27,031 kN	-78,269 kN	-152,31 kN

Tabla 4.1.3.1 Esfuerzos en anclaje de la barra N17/N19 del pórtico de fachada en combinación pésima.

Tal y como se indica en el apartado 2.5.4, la zapata donde se ancla el pilar es de hormigón HA-30 ($\gamma_c = 1,5$) y el material de la placa, cartelas y pernos es acero S275 ($\gamma_M = 1,05$).

Con estos datos, el programa de cálculo CYPE puede generar y dimensionar, con las dimensiones óptimas para que se cumplan todas las comprobaciones que marca el CTE DB SE-A, las placas de anclaje necesarias para la estructura.

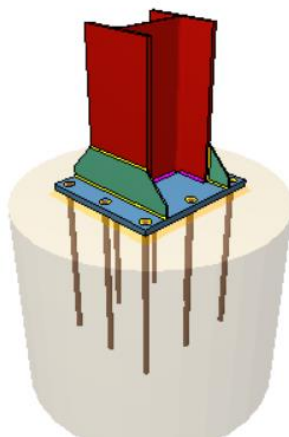


Figura 4.1.3.4 Detalle anclaje pórtico de fachada. Fuente: CYPE 3D.



El dimensionamiento óptimo concluye con las siguientes disposiciones:

Elementos complementarios												
Pieza	Geometría				Cantidad	Taladros			Acero			
	Esquema	Ancho (mm)	Canto (mm)	Espesor (mm)		Diámetro exterior (mm)	Diámetro interior (mm)	Bisel (mm)	Tipo	f_y (MPa)	f_u (MPa)	
Placa base		500	550	25	8	45	27	10	S275	275.0	410.0	
Rigidizador		500	150	7	-	-	-	-	S275	275.0	410.0	

Pieza	Material	Cantidad	Diámetro	Longitud
Pernos de anclaje	B 500 S, $Y_s = 1,15$ (corrugado)	8	$\varnothing 25$	$L = 720$ mm

Tabla 4.1.3.2 Dimensiones piezas de anclaje del pórtico de fachada.

CYPE, también arroja el listado de comprobaciones de cálculo, y como se puede comprobar, cumplen todas las condiciones:

Comprobación	Valores	Estado
Separación mínima entre pernos: <i>3 diámetros</i>	Mínimo: 75 mm Calculado: 210 mm	Cumple
Separación mínima pernos-borde: <i>1.5 diámetros</i>	Mínimo: 37 mm Calculado: 40 mm	Cumple
Esbeltz de rigidizadores: - Paralelos a X:	Máximo: 50 Calculado: 44.6	Cumple
Longitud mínima del perno: <i>Se calcula la longitud de anclaje necesaria por adherencia.</i>	Mínimo: 32 cm Calculado: 65 cm	Cumple
Anclaje perno en hormigón: - Tracción: - Cortante:	Máximo: 156.85 kN Calculado: 136.35 kN Máximo: 109.8 kN Calculado: 10.48 kN	Cumple Cumple



Comprobación	Valores	Estado
- Tracción + Cortante:	Máximo: 156.85 kN Calculado: 151.32 kN	Cumple
Tracción en vástago de pernos:	Máximo: 196.4 kN Calculado: 129.42 kN	Cumple
Tensión de Von Mises en vástago de pernos:	Máximo: 476.19 MPa Calculado: 266.409 MPa	Cumple
Aplastamiento perno en placa: <i>Límite del cortante en un perno actuando contra la placa</i>	Máximo: 327.38 kN Calculado: 9.85 kN	Cumple
Tensión de Von Mises en secciones globales:	Máximo: 261.905 MPa	
- Derecha:	Calculado: 175.581 MPa	Cumple
- Izquierda:	Calculado: 166.612 MPa	Cumple
- Arriba:	Calculado: 233.764 MPa	Cumple
- Abajo:	Calculado: 232.163 MPa	Cumple
Flecha global equivalente: <i>Limitación de la deformabilidad de los vuelos</i>	Mínimo: 250	
- Derecha:	Calculado: 7990.46	Cumple
- Izquierda:	Calculado: 8992.63	Cumple
- Arriba:	Calculado: 623.945	Cumple
- Abajo:	Calculado: 611.15	Cumple
Tensión de Von Mises local: <i>Tensión por tracción de pernos sobre placas en voladizo</i>	Máximo: 261.905 MPa Calculado: 246.576 MPa	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		

Tabla 4.1.3.3 Comprobaciones placa de anclaje del pórtico de fachada.



A continuación, se muestran los detalles constructivos del anclaje dimensionado:

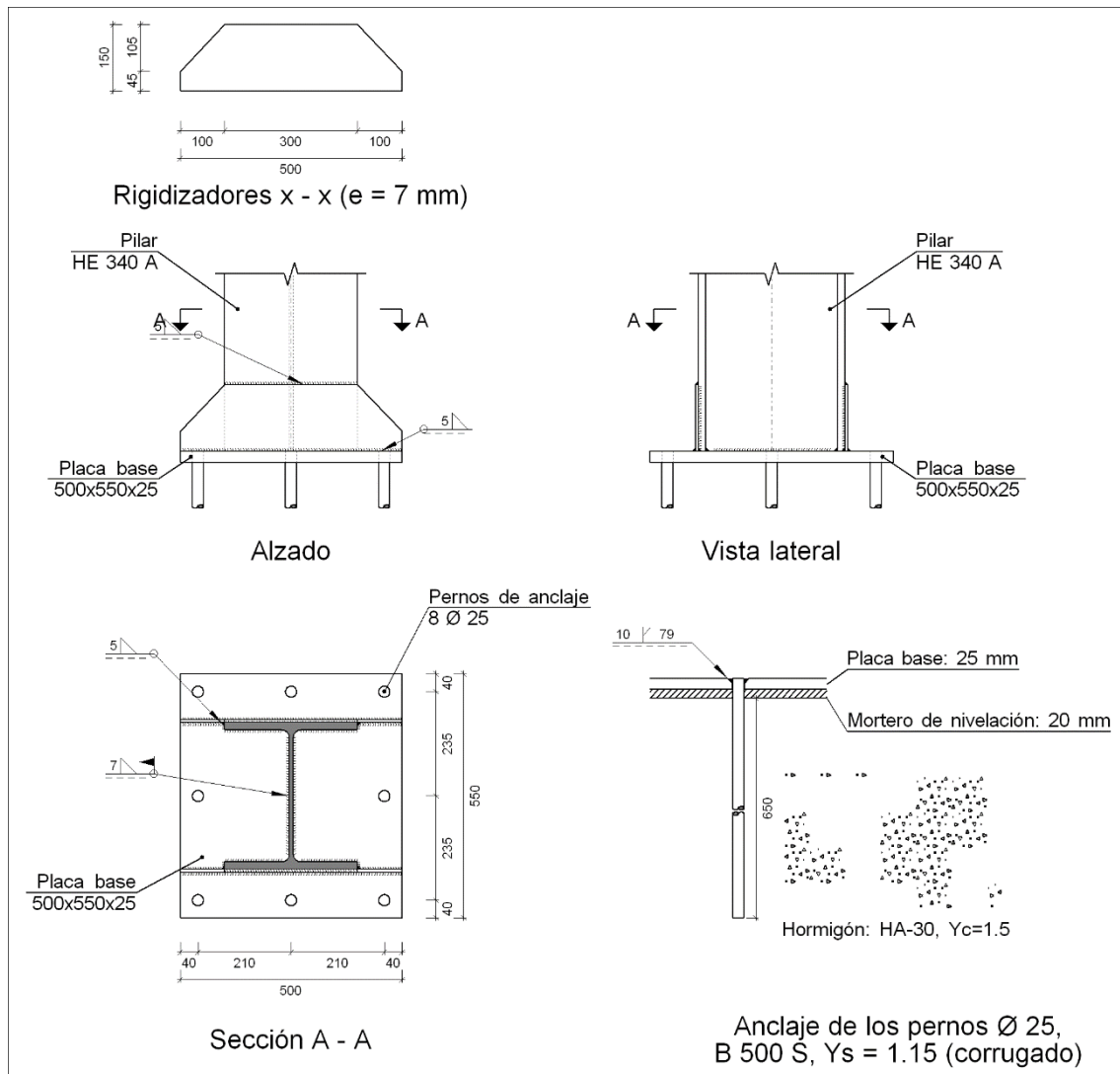


Figura 4.1.3.5 Detalles constructivos del sistema de anclaje en pórtico de fachada.

4.1.4. Cimentaciones

En este apartado se procede a calcular las zapatas de los pórticos interiores. Los datos de partida son los perfiles y dimensiones de las placas obtenidas en apartados anteriores (pilar HEA 340 y placa 500x550x25).

Se consideran zapatas aisladas centradas, de canto 150 cm que deben ser capaces de soportar las acciones que provienen desde los pórticos interiores y a las cuales el terreno debe soportar.

En el apartado 2.5.4 se fijaron los materiales para las zapatas, tanto el hormigón HA-30 ($\gamma_c = 1,5$), como el acero de las armaduras B500SD ($\gamma_s = 1,15$). También en el apartado



2.5.5, está establecido que la zapata reposa sobre una solera de asiento de 10 cm tal y como marca la EHE-08. Anejo18.

En el proceso de cálculo se deben verificar los distintos estados límite últimos para garantizar la seguridad estructural de la cimentación y del terreno.

- E.L.U. de equilibrio, seguridad al vuelco.
- E.L.U. de agotamiento del terreno.
- E.L.U. de agotamiento de la estructura de cimentación.

4.1.4.1. E.L.U. de Equilibrio. Seguridad al vuelco.

Para garantizar que se cumple este estado límite último, se debe cumplir la siguiente condición, que figura en el apartado 41 de la EHE-08:

$$\gamma_{d,estab} \cdot M_{d,estab}^h \geq \gamma_{d,destab} \cdot M_{d,destab}^h$$

Si se introducen las condiciones geométricas y de los materiales mencionadas anteriormente en el programa de cálculo CYPE, éste ofrece una serie de datos de salida como la geometría y la cuantía de armaduras para la zapata, y realiza las comprobaciones necesarias para garantizar la estabilidad desde el punto de vista estructural y del terreno para las combinaciones de cargas existentes.

En este caso, para la combinación de acciones más desfavorable, ofrece unas dimensiones de la zapata óptimas para cumplir la condición de seguridad al vuelco anteriormente nombrada. Las dimensiones establecidas son de 305x305 cm² y un canto de 75 cm.

Referencias	Geometría	Armado
N16 y N17	Zapata rectangular excéntrica Ancho inicial X: 152.5 cm Ancho inicial Y: 152.5 cm Ancho final X: 152.5 cm Ancho final Y: 152.5 cm Ancho zapata X: 305.0 cm Ancho zapata Y: 305.0 cm Canto: 75.0 cm	Sup X: 11Ø16c/29 Sup Y: 11Ø16c/29 Inf X: 11Ø16c/29 Inf Y: 11Ø16c/29

Tabla 4.1.4.1.1 Dimensiones óptimas de zapatas de fachada.



Y este es el resultado de la comprobación a vuelco por CYPE:

<p>Vuelco de la zapata:</p> <p><i>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.</i></p>		
- En dirección X:	Reserva seguridad: 231.4 %	Cumple
- En dirección Y:	Reserva seguridad: 1.3 %	Cumple

Tabla 4.1.4.1.2 Resultados comprobación vuelco de zapatas de fachada.

4.1.4.2. E.L.U. de Agotamiento del Terreno.

A continuación, se realiza la comprobación de agotamiento del terreno que marca el CTE DB SE-C. 4.3 para la zapata de dimensiones 350x350x110 cm, que ha verificado el E.L.U. de seguridad al vuelco.

Para garantizar esto, se deben cumplir tres comprobaciones, en función de la tensión admisible del terreno, que como se dijo en el apartado 2.5.2 es de 150 kPa = 0,15 MPa y la tensión que produce la zapata en el mismo:

- $\sigma_{max} < 1,25$
- $\sigma_{min} > 0$
- $\sigma_{med} < \sigma_{adm}$

Donde:

- $\sigma_{max} = \frac{N_{Ed+P}}{A} + \frac{M_{Ed}}{I} \cdot y$
- $\sigma_{min} = \frac{N_{Ed+P}}{A} - \frac{M_{Ed}}{I} \cdot y$
- $\sigma_{min} = \frac{N_{Ed+P}}{A}$

Las cargas que actúan en la base de los pilares son las anteriormente determinadas en la tabla 4.1.3.1 bajo la combinación de acciones: $0,8 \cdot PP + 0,8 \cdot CM1 + 1,5 \cdot V(270^\circ)H2$, la más desfavorable en flexión.

Con estos datos, el programa CYPE, arroja estos resultados, observando que se cumplen todas las condiciones:



Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>		
- Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 0.15 MPa Calculado: 0.0290376 MPa	Cumple
- Tensión media en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 0.25 MPa Calculado: 0.0272718 MPa	Cumple
- Tensión media en situaciones accidentales:	Máximo: 0.25 MPa Calculado: 0.0269775 MPa	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes sin viento:	Máximo: 0.187469 MPa Calculado: 0.0393381 MPa	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes con viento:	Máximo: 0.187469 MPa Calculado: 0.0638631 MPa	Cumple
- Tensión máxima en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 0.312449 MPa Calculado: 0.0449298 MPa	Cumple
- Tensión máxima en situaciones accidentales:	Máximo: 0.312449 MPa Calculado: 0.0367875 MPa	Cumple

Tabla 4.1.4.2.1 Resultados de tensiones en comprobación a E.L.U. de agotamiento del terreno.

4.1.4.3. E.L.U. de Agotamiento de la Cimentación.

Para realizar el cálculo de este estado límite último es necesario conocer si se trata de una zapata tipo rígida o flexible, al igual que se ha hecho en la zapata tipo del pórtico interior, ya que para cada tipo el método de análisis es diferente según lo indicado en el apartado 58.4.2 de la EHE-08.

Puede considerarse rígida si el vuelo máximo es menor o igual que 2 veces el canto de la misma, de lo contrario, se considera flexible.

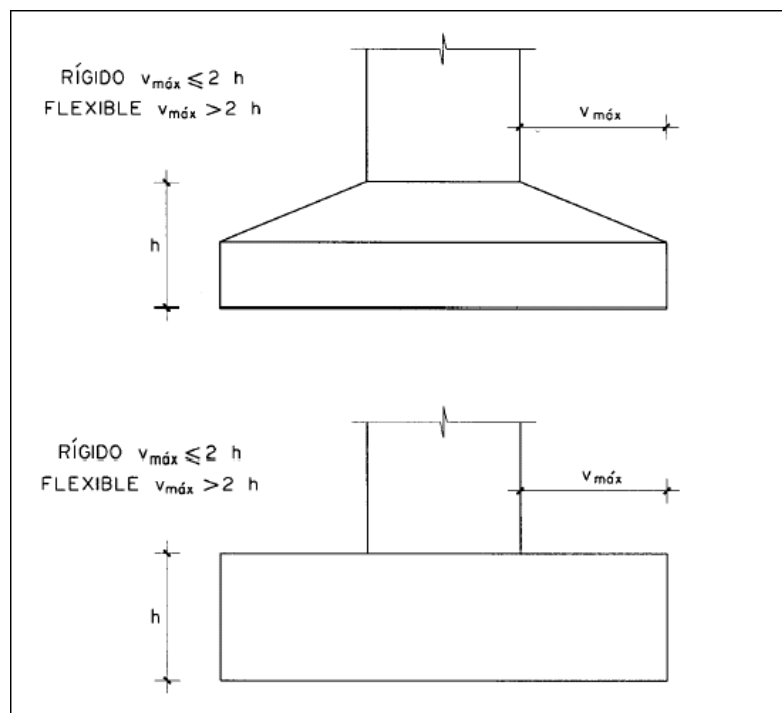


Figura 4.1.4.3.1 Diferencia entre zapata flexible y zapata rígida.

En este caso, el canto (h) de la zapata es de 0,75 m, el espesor más grande de la placa de anclaje es de 0,6 m y el vuelo es de:

$$V_{max} = \frac{3050}{2} - \frac{550}{2} = 1250 \text{ mm} < 2 \cdot 750 = 1500 \text{ mm}$$

Por lo tanto, es una zapata rígida y se debe calcular con el método de bielas y tirantes.

En este caso se han introducido los datos geométricos y del terreno en el programa CYPE, y se han generado unas zapatas que cumplen de manera eficiente las condiciones de seguridad al vuelco, agotamiento del terreno y de la cimentación, calculando la cuantía de armaduras de cálculo y mínimas para la combinación de acciones más desfavorable, expuesta anteriormente.



Finalmente, la solución adoptada ha sido la de igualar las 4 zapatas del pórtico de fachada a la zapata dimensionada con los esfuerzos más desfavorables.

En la figura 4.1.4.3.2 se puede apreciar como cumplen todas las comprobaciones.

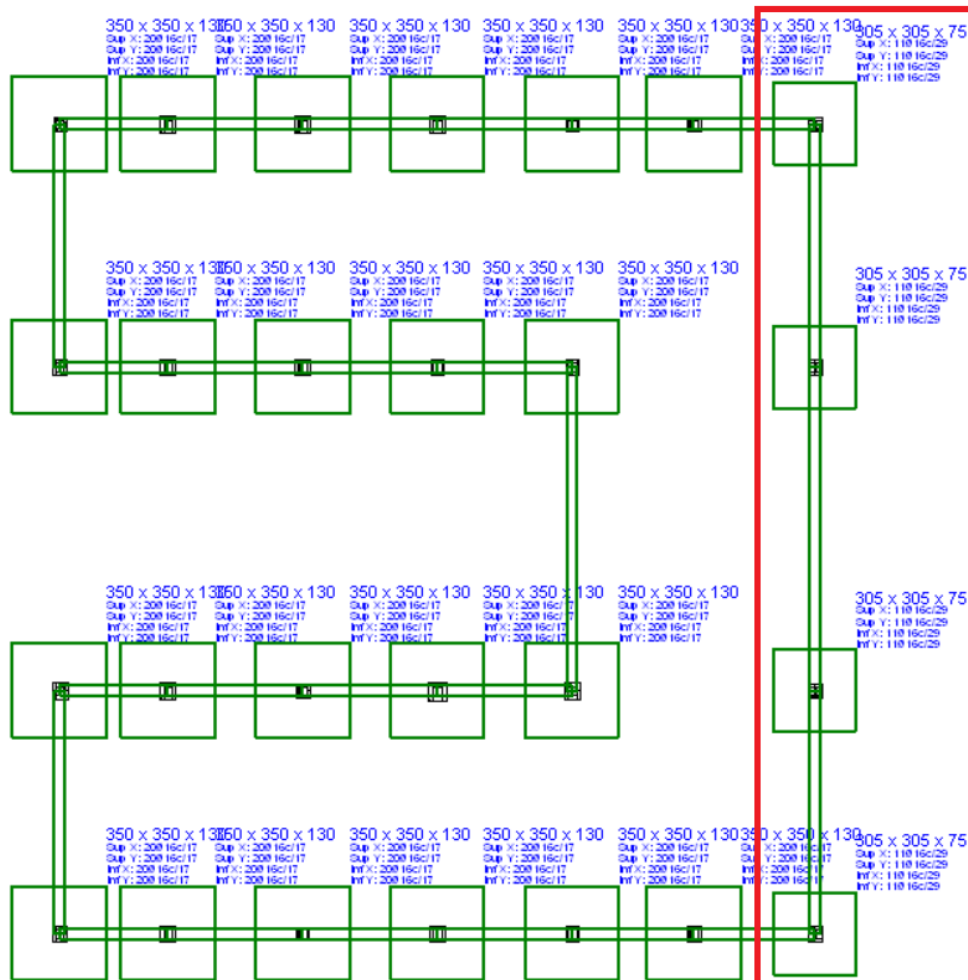


Figura 4.1.4.3.2 Dimensionamiento satisfactorio de las zapatas de fachada.

En el Anejo 1, se pueden observar todas las comprobaciones realizadas por CYPE para el cálculo de la cimentación.

No es necesaria armadura de cortante, pues el cortante de cálculo que llega a la cimentación tiene un valor de 78,269 kN, y el cortante último de agotamiento de la zapata tiene un valor de 1092,74 kN.



Estos son los resultados finales del dimensionamiento de las zapatas:

Dimensiones	Eje del pórtico (Eje Y)		Eje transversal al pórtico (Eje X)	
	Superior	Inferior	Superior	Inferior
305x305x75 cm	11Ø16c/29	11Ø16c/29	11Ø16c/29	11Ø16c/29

Tabla 4.1.4.3.1 Resumen resultados dimensionamiento zapatas.

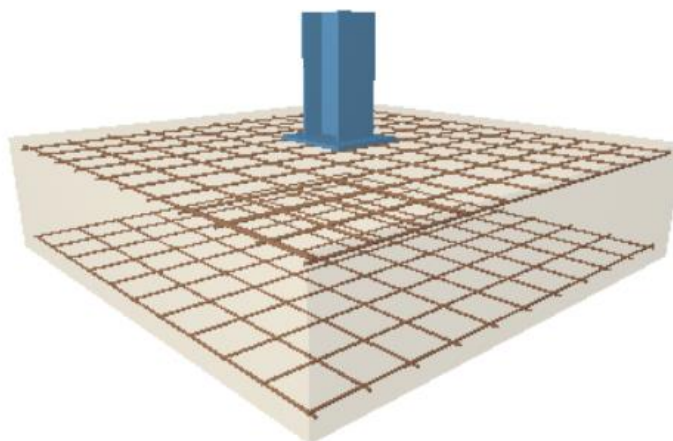


Figura 4.1.4.3.3 Detalle de zapata de pórtico de fachada en 3D. Fuente: CYPE 3D.

4.1.5. Viga de atado

Las vigas de atado de las zapatas del pórtico de fachada son de iguales dimensiones geométricas y requieren la misma armadura que las de las zapatas de los pórticos interiores, ya dimensionada en el apartado 3.5.4.

- Dimensiones: **40.0 cm x 40.0 cm**
- Armadura superior: **2Ø20**
- Armadura inferior: **2Ø20**
- Estribos: **1xØ8c/30**

Por lo que en este apartado simplemente se indicarán las comprobaciones realizadas por CYPE para la viga de atado central de la fachada, que es la de mayor longitud. Estas comprobaciones y resultados se pueden encontrar en el Anejo 1.



4.2. VIGA A CONTRAVIENTO

Una vez dimensionados los pilares y la jácena del pórtico de fachada, se procede a dimensionar el resto de elementos de la viga contraviento, como son el montante central y diagonales. Cabe destacar que los cordones son las jácenas del pórtico interior y de la fachada, ya dimensionadas y los montantes extremos de la viga contraviento se consideran parte del arriostramiento y por tanto se calculan en el apartado 4.3.

Se utilizan perfiles IPE para su dimensionamiento.

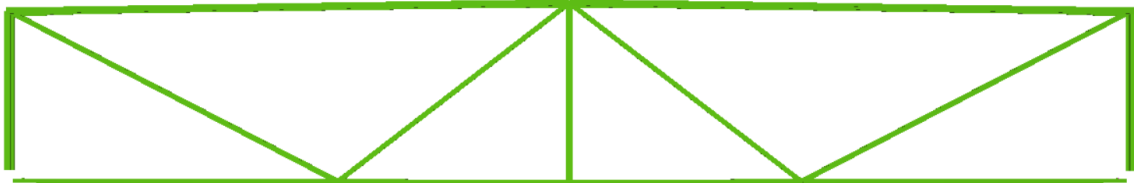


Figura 4.2.1 Viga contraviento.

4.2.1. Montante

En este caso, como ya se ha dicho, solo se dispone de un montante de la viga contraviento, que en realidad no funciona como tal, sino de viga de cumbrera, ya que no funciona a compresión por no apoyar sobre un pilar de fachada, funciona a flexión debido a que se encarga de repartir el peso del centro de vano de la jácena del segundo pórtico entre las tres jácenas de la parte de la nave a dos aguas.

Por ello esta barra será comprobada en el apartado 4.4.

4.2.2. Diagonales

La configuración de la viga contraviento tipo Warren tiene la ventaja de que no es necesario doblar las diagonales, dejando que las exteriores trabajen a compresión y las interiores a tracción cuando el viento es de presión y al contrario cuando el viento es de succión.

Para el dimensionamiento se parte de una barra IPE 200.

4.2.2.1. E.L.S. Deformación

Al estar trabajando con grandes luces, se debe verificar el E.L.S. de Deformación atendiendo al criterio de apariencia de obra.



Cuando se considera este criterio, se admite que la estructura tiene suficiente rigidez lateral, si ante cualquier combinación de acciones cuasipermanente, el desplome relativo es menos que $\frac{1}{300}$.

Las combinaciones cuasipermanentes son:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Para la comprobación de este criterio, se observa en la tabla 3.2.1.2.1 que el coeficiente de combinación para las acciones variables tiene un valor 0, por lo que solo es válida la combinación de cargas permanentes.

Tras introducir las acciones en CYPE y analizar los resultados, la mayor flecha producida en la cabeza de los pilares es de 5,013 mm en el plano del pórtico a una distancia del pilar de arranque de 5,014 m.

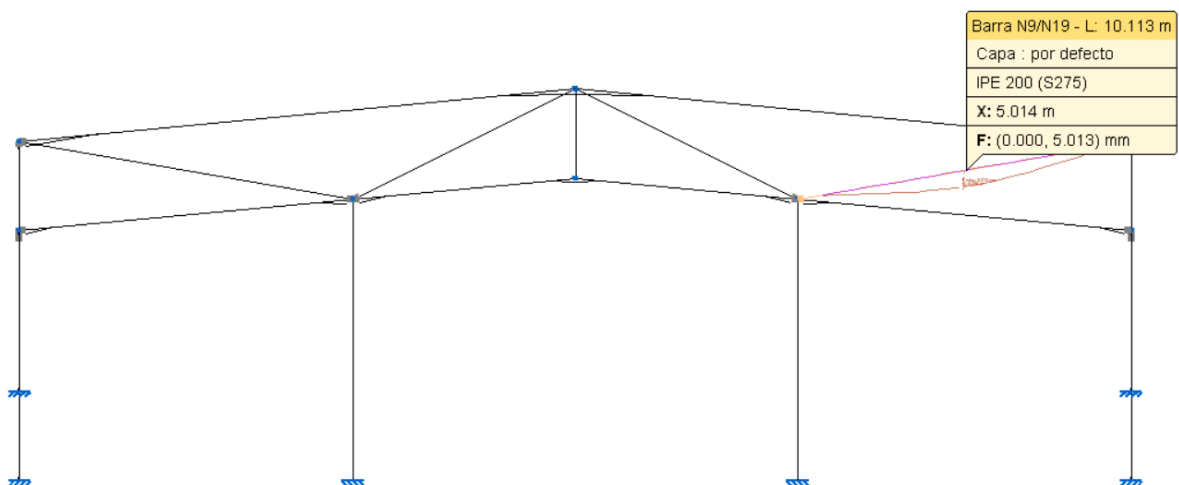


Figura 4.2.2.1.1 Flecha de la diagonal del sistema a contraviento en combinación cuasipermanente.

Finalmente se comprueba que la flecha relativa no supera el valor máximo adoptado por la norma de 1/300:

$$F_{r,ij} = \frac{|f_i - f_j|}{|x_i - x_j|} < \frac{1}{300} \rightarrow \frac{0,005013}{2 \cdot 5,014} = 5 \cdot 10^{-4} < 3,33 \cdot 10^{-3}$$

El perfil IPE 200 si cumple el criterio de apariencia de obra del E.L.S. Deformación.



4.2.2.2. E.L.U. Resistencia

Las diagonales del sistema a contraviento, es un elemento que trabaja (fundamentalmente) a compresión. Tras observar los resultados obtenidos por CYPE, se aprecia que la comprobación más restrictiva es la flexocompresión:

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,Rd,y}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,Rd,z}} \leq 1 \quad \eta : \underline{0.580} \checkmark$$

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yd}} + k_y \cdot \frac{c_{m,y} \cdot M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot f_{yd}} + \alpha_z \cdot k_z \cdot \frac{c_{m,z} \cdot M_{z,Ed}}{W_{pl,z} \cdot f_{yd}} \leq 1 \quad \eta : \underline{0,821} \checkmark$$

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yd}} + \alpha_y \cdot k_y \cdot \frac{c_{m,y} \cdot M_{y,Ed}}{W_{pl,y} \cdot f_{yd}} + k_z \cdot \frac{c_{m,z} \cdot M_{z,Ed}}{W_{pl,z} \cdot f_{yd}} \leq 1 \quad \eta : \underline{0,492} \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en un punto situado a una distancia de 0,186 m del nudo N9, para la combinación de acciones $0,8 \cdot PP + 1,35 \cdot CM1 + 1,5 \cdot V (270^\circ) H2$.

Donde:

$N_{c,Ed}$: Axil de compresión solicitante de cálculo pésimo.

$$N_{c,Ed} : \underline{98,14} \text{ kN}$$

$M_{y,Ed}$, $M_{z,Ed}$: Momentos flectores solicitantes de cálculo pésimos, según los ejes Y y Z, respectivamente.

$$M_{y,Ed}^+ : \underline{20,59} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{z,Ed}^+ : \underline{1,08} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de sus elementos planos, para axil y flexión simple.

$$Clase : \underline{1}$$

$N_{pl,Rd}$: Resistencia a compresión de la sección bruta.

$$N_{pl,Rd} : \underline{746,43} \text{ kN}$$

$M_{pl,Rd,y}$, $M_{pl,Rd,z}$: Resistencia a flexión de la sección bruta en condiciones plásticas, respecto a los ejes Y y Z, respectivamente.

$$M_{pl,Rd,y} : \underline{57,88} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{pl,Rd,z} : \underline{11,68} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Resistencia a pandeo: (CTE DB SE-A, Artículo 6.3.4.2)

A: Área de la sección bruta.

$$A : \underline{28,50} \text{ cm}^2$$

$W_{pl,y}$, $W_{pl,z}$: Módulos resistentes plásticos correspondientes a la fibra comprimida, alrededor de los ejes Y y Z, respectivamente.

$$W_{pl,y} : \underline{221,00} \text{ cm}^3$$

$$W_{pl,z} : \underline{44,60} \text{ cm}^3$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{261,90} \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{M1}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : \underline{275,00} \text{ MPa}$$



γ_{M1} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M1} : \underline{1,05}$$

k_y, k_z : Coeficientes de interacción.

$$k_y = 1 + (\bar{\lambda}_y - 0.2) \cdot \frac{N_{c,Ed}}{\chi_y \cdot N_{c,Rd}}$$

$$k_y : \underline{1,25}$$

$$k_z = 1 + (2 \cdot \bar{\lambda}_z - 0.6) \cdot \frac{N_{c,Ed}}{\chi_z \cdot N_{c,Rd}}$$

$$k_z : \underline{1,00}$$

$C_{m,y}, C_{m,z}$: Factores de momento flector uniforme equivalente.

$$C_{m,y} : \underline{1,00}$$

$$C_{m,z} : \underline{1,00}$$

χ_y, χ_z : Coeficientes de reducción por pandeo, alrededor de los ejes Y y Z, respectivamente.

$$\chi_y : \underline{0,41}$$

$$\chi_z : \underline{1,00}$$

$\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z$: Esbelteces reducidas con valores no mayores que 1.00, en relación a los ejes Y y Z, respectivamente.

$$\bar{\lambda}_y : \underline{1,41}$$

$$\bar{\lambda}_z : \underline{0,00}$$

α_y, α_z : Factores dependientes de la clase de la sección.

$$\alpha_y : \underline{0,60}$$

$$\alpha_z : \underline{0,60}$$

Se puede afirmar que el perfil IPE 200 cumple a E.L.U. Resistencia.



4.2.2.3. E.L.U. Pandeo

La hipótesis de carga es cualquiera que incluya la acción del viento frontal con succión interior $1,35 \cdot PP + 0,8 \cdot CM1 + 1,5 \cdot V(270^\circ)H2 + 0,75 \cdot N(R)1$, la cual, provoca el trabajo más desfavorable en los elementos de la viga contraviento, generando en las diagonales externas un axil de compresión $N_{c,Ed} = 100,73$ kN.

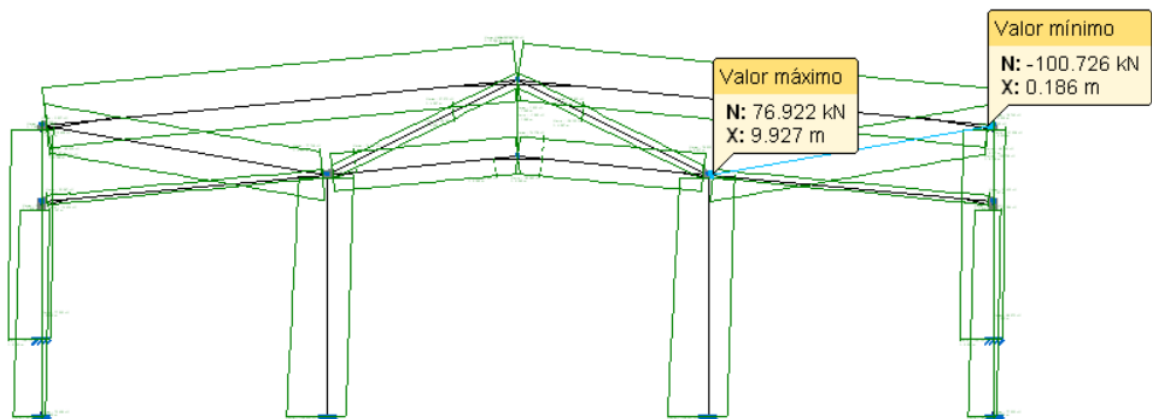


Figura 4.2.2.3.1 Envoltura de axiles de la parte a dos aguas. Axil máximo en la diagonal exterior del sistema a contraviento.

La resistencia de cálculo a pandeo $N_{b,Rd}$ en una barra comprimida viene dada por:

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_{yd}$$

$$N_{b,Rd} : \underline{308,03 \text{ kN}}$$

Donde:

A: Área de la sección bruta para las secciones de clase 1, 2 y 3.

$$A : \underline{28,50 \text{ cm}^2}$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{261,90 \text{ MPa}}$$

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{M1}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : \underline{275,00 \text{ MPa}}$$

γ_{M1} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M1} : \underline{1,05}$$

χ : Coeficiente de reducción por pandeo.

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - (\bar{\lambda})^2}} \leq 1$$

$$\chi_y : \underline{0,41}$$

Siendo:

$$\phi_y : \underline{1,62}$$



$$\Phi = 0.5 \cdot \left[1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0.2) + (\bar{\lambda})^2 \right]$$

α : Coeficiente de imperfección elástica.

α_y : 0,21

$\bar{\lambda}$: Esbeltez reducida.

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}}$$

$\bar{\lambda}_y$: 1,41

N_{cr} : Axil crítico elástico de pandeo, obtenido como el menor de los siguientes valores:

N_{cr} : 393,79 kN

$N_{cr,y}$: Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Y.

$N_{cr,y}$: 393,79 kN

$N_{cr,z}$: Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Z.

$N_{cr,z}$: ∞

$N_{cr,T}$: Axil crítico elástico de pandeo por torsión.

$N_{cr,T}$: ∞

Como $N_{c,Ed} = 100,73$ kN < $N_{b,Rd} = 308,03$ kN, se afirma que el perfil IPE 200 cumple a E.L.U. Pandeo.

4.3. ARRIOSTRAMIENTO DE FACHADA LATERAL (CRUCES DE SAN ANDRÉS).

Una vez dimensionados todos los elementos de la viga contraviento, quedan por determinar los perfiles que configuran el arriostamiento de la misma, mediante Cruz de San Andrés. Para ello se disponen tirantes de acero, ya que el arriostamiento trabaja a tracción y estos son los más adecuados para soportarla.

4.3.1. Montante

Es un elemento que trabaja fundamentalmente a compresión frente a la acción del viento sobre la fachada frontal. Tras el dimensionamiento de CYPE, elegimos el perfil IPE 240 como el más óptimo.

4.3.1.1. E.L.S. Deformación

En este caso no es necesario realizar la comprobación de deformación, puesto que para que aparezcan flechas, es necesario que existan momentos, y para ello cargas aplicadas sobre la barra, y en los montantes no aparecen cargas directamente aplicadas (el viento, nieve... sobre la cubierta actúan sobre las correas y éstas apoyan sobre las jácenas, no sobre la viga a contraviento). Como el montante tiene una longitud de 4,5



m (< 6m), no es necesario considerar la flecha producida por el peso propio y comprobar así el criterio de apariencia de obra.

4.3.1.2. E.L.U. Resistencia

Al ser una barra que trabaja fundamentalmente a compresión, la comprobación de E.L.U Resistencia más desfavorable será la de flexión y axil de compresión combinados, pero más que a resistencia, la comprobación más desfavorable será a pandeo.

4.3.1.3. E.L.U. Pandeo

La hipótesis de carga es cualquiera que incluya la acción del viento frontal con succión interior $1,35 \cdot PP + 0,8 \cdot CM1 + 1,5 \cdot V(270^\circ)H2 + 0,75 \cdot N(R)1$, la cual, provoca el trabajo más desfavorable en los elementos de la viga contraviento, generando en el montante un axil de compresión de $N_{c,Ed} = 19,626$ kN.

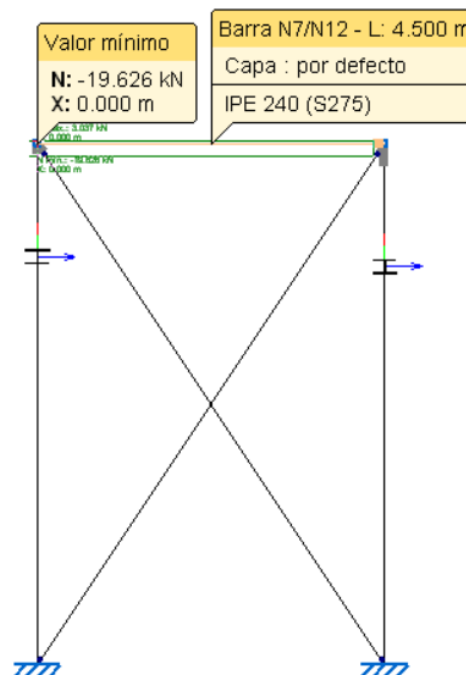


Figura 4.3.1.3.1 Axil de compresión máximo en montante de Cruz de San Andrés.



La resistencia de cálculo a pandeo $N_{b,Rd}$ en una barra comprimida viene dada por:

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_{yd}$$

$$N_{b,Rd} : \underline{229,88 \text{ kN}}$$

Donde:

A : Área de la sección bruta para las secciones de clase 1, 2 y 3.

$$A : \underline{39,10 \text{ cm}^2}$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{261,90 \text{ MPa}}$$

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{M1}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : \underline{275,00 \text{ MPa}}$$

γ_{M1} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$$\gamma_{M1} : \underline{1,05}$$

χ : Coeficiente de reducción por pandeo.

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - (\bar{\lambda})^2}} \leq 1$$

$$\chi_y : \underline{0,92}$$

$$\chi_z : \underline{0,22}$$

Siendo:

$$\Phi = 0.5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0.2) + (\bar{\lambda})^2]$$

$$\phi_y : \underline{0,67}$$

$$\phi_z : \underline{2,64}$$

α : Coeficiente de imperfección elástica.

$$\alpha_y : \underline{0,21}$$

$$\alpha_z : \underline{0,34}$$

$\bar{\lambda}$: Esbeltez reducida.

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}}$$

$$\bar{\lambda}_y : \underline{0,52}$$

$$\bar{\lambda}_z : \underline{1,92}$$

N_{cr} : Axil crítico elástico de pandeo, obtenido como el menor de los siguientes valores:

$$N_{cr} : \underline{290,68 \text{ kN}}$$

$N_{cr,y}$: Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Y.

$$N_{cr,y} : \underline{3983,52 \text{ kN}}$$

$N_{cr,z}$: Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Z.

$$N_{cr,z} : \underline{290,68 \text{ kN}}$$

$N_{cr,T}$: Axil crítico elástico de pandeo por torsión.

$$N_{cr,T} : \underline{\infty}$$

Se observa que, como $N_{c,Ed} = 19,626 \text{ kN} < N_{b,Rd} = 229,88 \text{ kN}$, el perfil IPE 240 cumple a E.L.U. Pandeo.



4.3.2. Diagonal (Tirante)

Los tirantes pertenecientes a la cruz de San Andrés son barras cuyo esfuerzo característico es la tracción, estos elementos han de comprobarse a E.L.U Resistencia a tracción y comprobar que la esbeltez debe ser <4 como indica el CTE SE-A 6.3.1: *“La esbeltez reducida de las barras en tracción de la estructura principal no superará el valor 3,0, pudiendo admitirse valores de hasta 4,0 en las barras de arriostramiento.”*

Pero como se ha elegido un tirante, solo se realizará la comprobación a E.L.U. Resistencia ya que la limitación de esbeltez en este caso no tendría sentido.

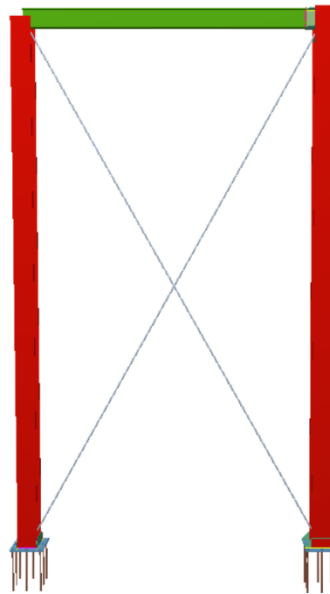


Figura 4.3.2.1 Cruz de San Andrés.



4.3.2.1. E.L.U Resistencia

Al ser cordones de acero, resisten eficientemente la tracción. Como ya se ha dicho anteriormente, se comprueba el cordón a tracción. Se propone un cordón R25.

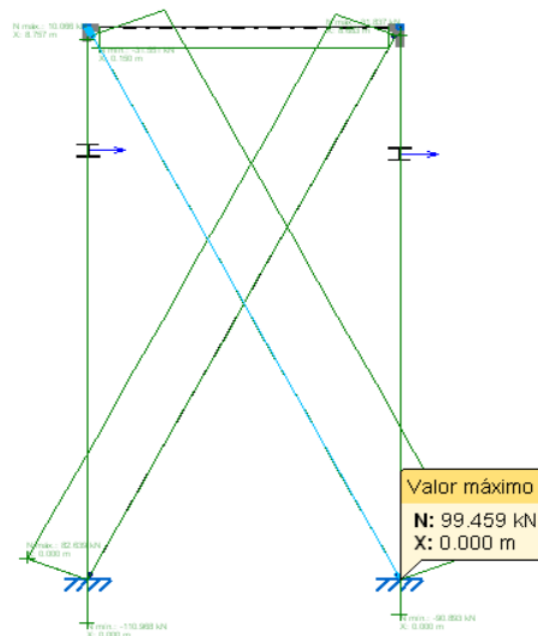


Figura 4.3.2.1.1 Envolvente de axiles de la Cruz de San Andrés.

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones
 $1,35 \cdot PP + 1,35 \cdot CM1 + 1,5 \cdot V(270^\circ)H1 + 0,75 \cdot N(EI)$.

$N_{t,Ed}$: Axil de tracción solicitante de cálculo pésimo.

$N_{t,Ed}$: 99,459 kN

La resistencia de cálculo a tracción $N_{t,Rd}$ viene dada por:

$$N_{t,Rd} = A \cdot f_{yd}$$

$N_{t,Rd}$: 123,89 kN

Donde:

A : Área bruta de la sección transversal de la barra.

A : 4,91 cm²

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

f_{yd} : 252,38 MPa

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{M0}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

f_y : 265,00 MPa



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

$$\gamma_{M0} : 1,05$$

Como se puede comprobar, el cordón R25 cumple a E.L.U. Resistencia porque $N_{t,Ed} = 99,459 \text{ kN} < N_{t,Rd} = 123,89 \text{ kN}$.

4.3.2.2. E.L.U. Pandeo

La diagonal del arriostramiento, como elemento traccionado, no está sujeta a la comprobación de tensiones del E.L.U. Pandeo, pero debe cumplir el criterio de esbeltez para elementos traccionados, según establece el CTE DB SE-A.6.3.1.

Pero como se ha dicho anteriormente, no tiene sentido calcular la esbeltez en un tirante de acero.

La esbeltez reducida λ de las barras de arriostramiento traccionadas no debe superar el valor 4.0.

$$\lambda < \underline{0,01} \quad \checkmark$$

Donde:

A : Área bruta de la sección transversal de la barra.

$$A : \underline{4,91} \text{ cm}^2$$

f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : \underline{265,00} \text{ MPa}$$

N_{cr} : Axil crítico de pandeo elástico.

$$N_{cr} : \underline{\infty}$$



4.4. VIGA PERIMETRAL

La viga perimetral canaliza cualquier empuje movilizado por intento de pandeo de los pórticos interiores a la Cruz de San Andrés. Se trata de una barra de atado cuyo trabajo principal es a tracción. Tras observar los resultados de CYPE, se comprueba que el primer perfil válido es el IPE 270, debido a la limitación de esbeltez, que debe ser < 3 .

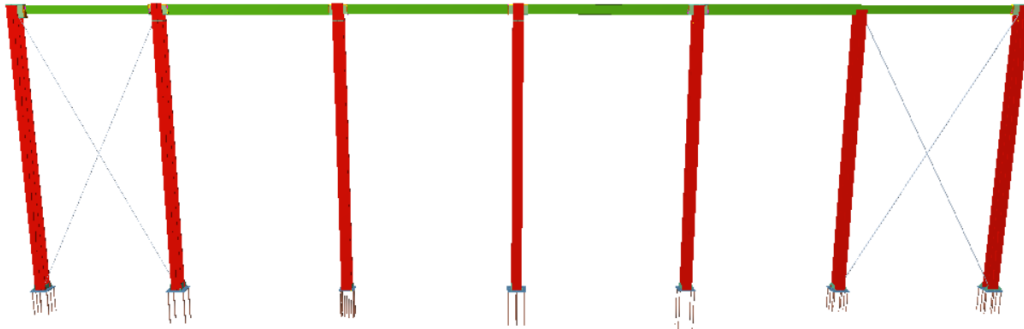


Figura 4.4.1 Viga perimetral 3D.

Igual que cualquier otro elemento de la estructura debe verificar los diferentes estados límite para justificar el cumplimiento de las exigencias básicas establecidas por el CTE.

4.4.1. E.L.U. Deformación

Cuando la luz es importante se debe verificar el E.L.S. según el criterio de apariencia de obra. La viga perimetral es un elemento biapoyado (con una distancia entre apoyos, o luz igual a la separación entre pórticos, o crujía), por tanto, al someterse a su peso propio, genera una flecha máxima en el centro del vano. Como la crujía máxima en este caso es de 5 m (< 6), no se realiza la comprobación de apariencia en obra.

4.4.2. E.L.U. Resistencia

Tal y como pone en el CTE DB SE-A.5.4.1.4, “Cada elemento cuya función consista en proporcionar un apoyo lateral a un elemento o un cordón comprimido deberá dimensionarse para resistir una fuerza lateral equivalente al 1,5% del esfuerzo de compresión máximo que solicite el elemento o el cordón a estabilizar”, por lo tanto, el axil que se debe considerar es el 1,5 % del peor axil de cálculo que aparece en los pilares de los pórticos interiores debido a la combinación $1,35 \cdot PP + 0,8 \cdot CM1 + 1,5 \cdot Q + 0,9 \cdot V(180^\circ)H4 + 0,75 \cdot N(R)1$, con un valor de $N_{Ed} = 94,856$ kN.

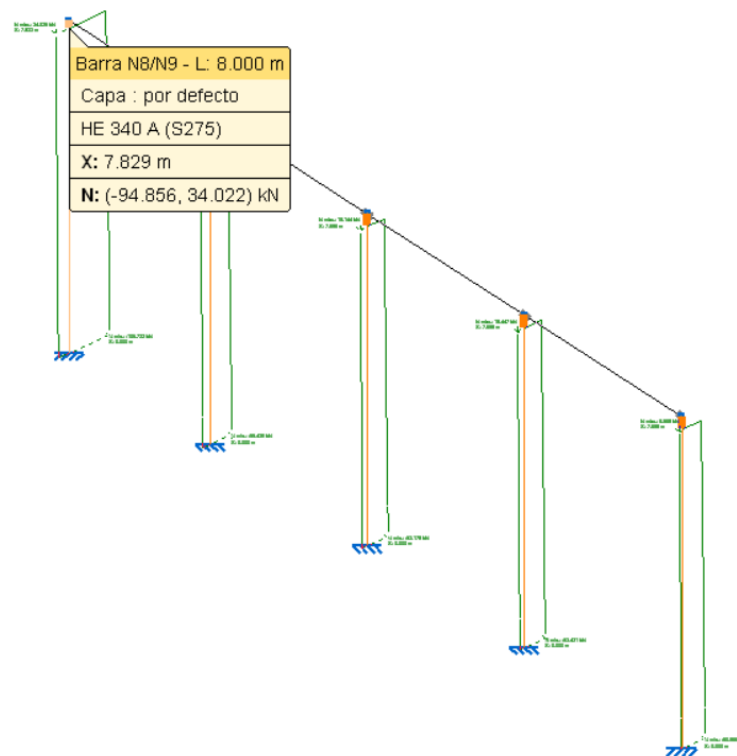


Figura 4.4.2.1 Envolvente de axiles en pilares de fachada lateral.

La comprobación a realizar es:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} = \frac{0,015 N_{Ed}}{A f_{yd}} = \frac{0,015 \cdot 94,856 \cdot 10^3}{4590 \cdot 261,9} = 1,18 \cdot 10^{-3} < 1$$

Por lo tanto, el perfil IPE 270 cumple a E.L.U. Resistencia.

4.4.3. E.L.U. Pandeo

Tal y como se ha comentado anteriormente, este elemento trabaja a tracción, por tanto, se rige por lo establecido en el CTE DB SE-A.6.3.1, donde se establece que “*La esbeltez reducida de las barras en tracción de la estructura principal no superará el valor 3,0, pudiendo admitirse valores de hasta 4,0 en las barras de arriostramiento*”.

Pero como CYPE no distingue entre una barra normal y un “*elemento cuya función consista en proporcionar un apoyo lateral*”, considera el límite en la esbeltez < 2, considerándola una barra, como elemento principal. En todo caso, se queda del lado de la seguridad. La comprobación es la siguiente:



La esbeltez reducida $\bar{\lambda}$ de las barras comprimidas debe ser inferior al valor 2.0.

$$\bar{\lambda} : \underline{1,71} \quad \checkmark$$

Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos comprimidos de una sección.

$$\mathbf{Clase} : \underline{3}$$

A: Área de la sección bruta para las secciones de clase 1, 2 y 3.

$$\mathbf{A} : \underline{45,90} \text{ cm}^2$$

f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$\mathbf{f_y} : \underline{275,00} \text{ MPa}$$

N_{cr} : Axil crítico de pandeo elástico.

$$\mathbf{N_{cr}} : \underline{429,88} \text{ kN}$$

El axil crítico de pandeo elástico N_{cr} es el menor de los valores obtenidos en a), b) y c):

a) Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Y.

$$\mathbf{N_{cr,y}} : \underline{5926,15} \text{ kN}$$

b) Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Z.

$$\mathbf{N_{cr,z}} : \underline{429,88} \text{ kN}$$

c) Axil crítico elástico de pandeo por torsión.

$$\mathbf{N_{cr,T}} : \underline{\infty}$$

Donde:

I_y : Momento de inercia de la sección bruta, respecto al eje Y.

$$\mathbf{I_y} : \underline{5790,00} \text{ cm}^4$$

I_z : Momento de inercia de la sección bruta, respecto al eje Z.

$$\mathbf{I_z} : \underline{420,00} \text{ cm}^4$$

I_t : Momento de inercia a torsión uniforme.

$$\mathbf{I_t} : \underline{15,90} \text{ cm}^4$$

I_w : Constante de alabeo de la sección.

$$\mathbf{I_w} : \underline{70600,00} \text{ cm}^6$$

E: Módulo de elasticidad.

$$\mathbf{E} : \underline{210000} \text{ MPa}$$

G: Módulo de elasticidad transversal.

$$\mathbf{G} : \underline{81000} \text{ MPa}$$

L_{ky} : Longitud efectiva de pandeo por flexión, respecto al eje Y.

$$\mathbf{L_{ky}} : \underline{4,500} \text{ m}$$

L_{kz} : Longitud efectiva de pandeo por flexión, respecto al eje Z.

$$\mathbf{L_{kz}} : \underline{4,500} \text{ m}$$

L_{kt} : Longitud efectiva de pandeo por torsión.

$$\mathbf{L_{kt}} : \underline{0,000} \text{ m}$$

i_o : Radio de giro polar de la sección bruta, respecto al centro de torsión.

$$\mathbf{i_o} : \underline{11,63} \text{ cm}$$



Siendo:

i_y, i_z : Radios de giro de la sección bruta, respecto a los ejes principales de inercia Y y Z.

$$i_y : \underline{11,23} \text{ cm}$$

$$i_z : \underline{3,02} \text{ cm}$$

y_o, z_o : Coordenadas del centro de torsión en la dirección de los ejes principales Y y Z, respectivamente, relativas al centro de gravedad de la sección.

$$y_o : \underline{0,00} \text{ mm}$$

$$z_o : \underline{0,00} \text{ mm}$$

Efectivamente, el perfil IPE 270 cumple a E.L.U. Pandeo.

4.5. VIGA DE CUMBRERA.

Por último, se dimensiona la viga de cumbrera, en este caso solo está formada por dos barras de 4,5 m cada una, dispuestas en la cumbrera de la parte de la nave a dos aguas. Se trata de una barra de atado que trabaja principalmente a flexión y su función es la de repartir el peso de la viga interior del pórtico dos entre las otras dos jácenas, ya que ésta tiene una luz muy grande (30 m).

Para su dimensionamiento se parte de un perfil IPE 330.

4.5.1. E.L.S. Deformación

En este caso no es necesario realizar la comprobación de deformación, puesto que para que aparezcan flechas, es necesario que existan momentos, y para ello cargas aplicadas sobre la barra, y en los montantes no aparecen cargas directamente aplicadas, el viento o la nieve actúan sobre las correas y éstas están apoyadas sobre las jácenas.

Además, como las barras tienen una longitud de 4,5 m (< 6m), no es necesario considerar la flecha producida por el peso propio y comprobar así el criterio de apariencia de obra.

4.5.2. E.L.U. Resistencia

En el cálculo de este estado límite último se comprueba, según lo expuesto en CTE DB SE-A.6.2, que en ninguna sección de la barra se sobrepasa la tensión máxima del material. Al ser el axil casi constante, se debe buscar el punto de máximo momento positivo y negativo para realizar la comprobación en ese punto.



Tanto la comprobación de resistencia como la de pandeo se deben realizar para las combinaciones que den como resultado los mayores valores de momentos flectores, aunque antes se debe comprobar a cortante según CTE DB SE-A.6.2.4.

Cómo la flexión máxima se produce con la combinación de acciones $1,35 \cdot PP + 1,35 \cdot CM1 + 1,5 \cdot Q + 0,75 \cdot N(EI)$ se comprueba el cortante en esta combinación.

$1,35 \cdot PP + 1,35 \cdot CM1 + 1,5 \cdot Q + 0,75 \cdot N(EI)$	N	-1.640
	V_y	-0.002
	V_z	-45.050
	Mt	0.00
	M_y	-0.62
	M_z	-0.02

Tabla 4.5.2.1 Cortante en viga de cumbrera en combinación pésima de flexión

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N5, para la combinación de acciones $1,35 \cdot PP + 1,35 \cdot CM1 + 1,5 \cdot Q + 0,75 \cdot N(EI)$.

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

$V_{Ed} : \underline{45,05} \text{ kN}$

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

$V_{c,Rd} : \underline{374,25} \text{ kN}$

Donde:

A_v : Área transversal a cortante.

$A_v : \underline{24,75} \text{ cm}^2$

Siendo:

h : Canto de la sección.

$h : \underline{330,00} \text{ mm}$

t_w : Espesor del alma.

$t_w : \underline{7,50} \text{ mm}$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$f_{yd} : \underline{261,90} \text{ MPa}$

Siendo:

f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$f_y : \underline{275,00} \text{ MPa}$



γ_{Mo} : Coeficiente parcial de seguridad del material.

$\gamma_{Mo} : 1,05$

Como $V_{Ed} = 41,05 \text{ kN} < 0,5 V_{C,Rd} = 187,125 \text{ kN}$, se afirma que no hay interacción del esfuerzo cortante y por lo tanto no es necesario reducir el momento flector resistente $M_{C,Rd}$.

Y ahora ya es posible comprobar a flexión, en este caso CYPE, arroja estos valores:

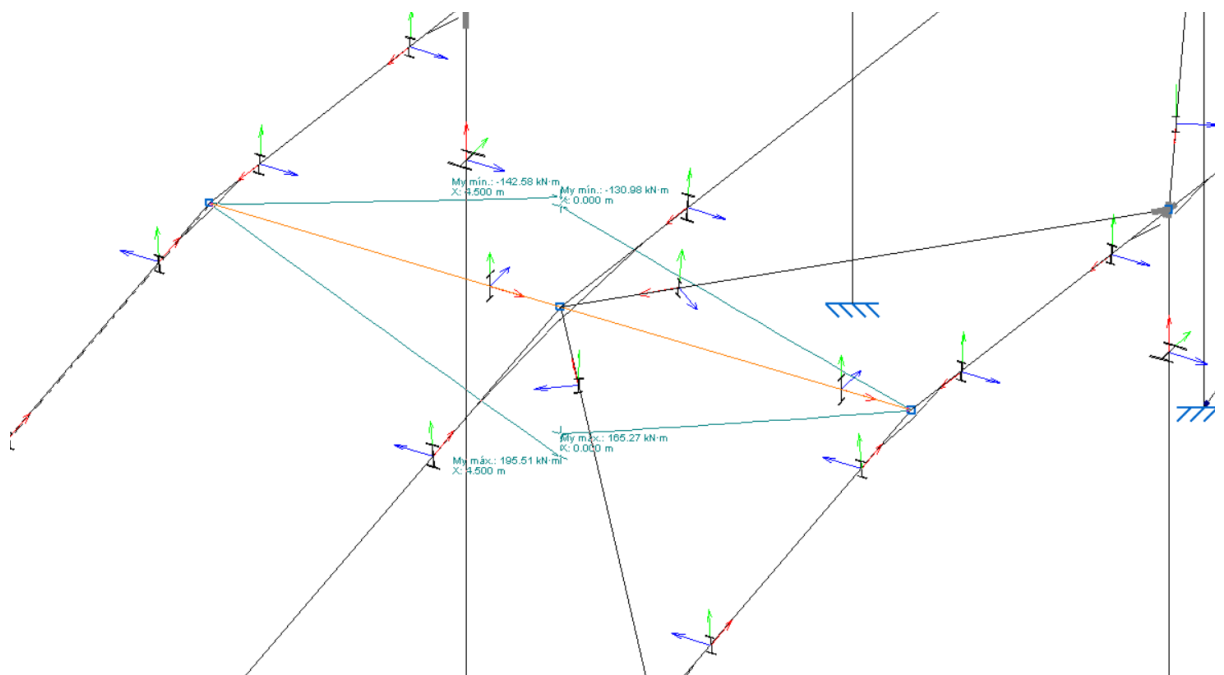


Figura 4.5.2.1 Envolvente de flectores de barra de cumbrera.

- Para flexión positiva:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N10, para la combinación de acciones $1,35 \cdot PP + 1,35 \cdot CM1 + 1,5 \cdot Q + 0,75 \cdot N(EI)$.

M_{Ed}^+ : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$M_{Ed}^+ : 195,51 \text{ kN}\cdot\text{m}$

- Para flexión negativa:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N10, para la combinación de acciones $0,8 \cdot PP + 0,8 \cdot CM1 + 1,05 \cdot V(270^\circ)H1$.

M_{Ed}^- : Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$M_{Ed}^- : 142,58 \text{ kN}\cdot\text{m}$

El momento flector resistente de cálculo $M_{C,Rd}$ viene dado por:



$$M_{c,Rd} = W_{pl,y} \cdot f_{yd}$$

$$M_{c,Rd} : \underline{210,57} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos de una sección a flexión simple.

$$\text{Clase} : \underline{1}$$

$W_{pl,y}$: Módulo resistente plástico correspondiente a la fibra con mayor tensión, para las secciones de clase 1 y 2.

$$W_{pl,y} : \underline{804,00} \text{ cm}^3$$

f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.

$$f_{yd} : \underline{261,90} \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{M0}$$

Siendo:

f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : \underline{275,00} \text{ MPa}$$

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

$$\gamma_{M0} : \underline{1,05}$$

Como se ve:

$$M_{Ed+} = 195,51 \text{ kN}\cdot\text{m} < M_{c,Rd} = 210,57 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Ed-} = 142,58 \text{ kN}\cdot\text{m} < M_{c,Rd} = 210,57 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

El momento de cálculo no supera al momento resistente, por lo tanto, se puede decir que el perfil IPE 330 cumple.

4.5.3. E.L.U. Pandeo

La viga de cumbrera, prácticamente no está sometida a axiles, por lo que la única comprobación que se realiza en este apartado es que cumpla la esbeltez límite.

La esbeltez reducida $\bar{\lambda}$ de las barras comprimidas debe ser inferior al valor 2,0.

$$\bar{\lambda} : \underline{1,44} \quad \checkmark$$

Donde:

Clase: Clase de la sección, según la capacidad de deformación y de desarrollo de la resistencia plástica de los elementos planos comprimidos de una sección.

$$\text{Clase} : \underline{4}$$

A_{ef} : Área de la sección eficaz para las secciones de clase 4.

$$A_{ef} : \underline{60,78} \text{ cm}^2$$



f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)

$$f_y : \underline{275,00} \text{ MPa}$$

N_{cr} : Axil crítico de pandeo elástico.

$$N_{cr} : \underline{806,53} \text{ kN}$$

El axil crítico de pandeo elástico N_{cr} es el menor de los valores obtenidos en a), b) y c):

a) Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Y.

$$N_{cr,y} : \underline{12046,77} \text{ kN}$$

b) Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Z.

$$N_{cr,z} : \underline{806,53} \text{ kN}$$

c) Axil crítico elástico de pandeo por torsión.

$$N_{cr,T} : \underline{\infty}$$

Donde:

I_y : Momento de inercia de la sección bruta, respecto al eje Y.

$$I_y : \underline{11770,00} \text{ cm}^4$$

I_z : Momento de inercia de la sección bruta, respecto al eje Z.

$$I_z : \underline{788,00} \text{ cm}^4$$

I_t : Momento de inercia a torsión uniforme.

$$I_t : \underline{28,20} \text{ cm}^4$$

I_w : Constante de alabeo de la sección.

$$I_w : \underline{199000,00} \text{ cm}^6$$

E : Módulo de elasticidad.

$$E : \underline{210000} \text{ MPa}$$

G : Módulo de elasticidad transversal.

$$G : \underline{81000} \text{ MPa}$$

L_{ky} : Longitud efectiva de pandeo por flexión, respecto al eje Y.

$$L_{ky} : \underline{4,500} \text{ m}$$

L_{kz} : Longitud efectiva de pandeo por flexión, respecto al eje Z.

$$L_{kz} : \underline{4,500} \text{ m}$$

L_{kt} : Longitud efectiva de pandeo por torsión.

$$L_{kt} : \underline{0.000} \text{ m}$$

i_o : Radio de giro polar de la sección bruta, respecto al centro de torsión.

$$i_o : \underline{14,16} \text{ cm}$$

Siendo:

i_y, i_z : Radios de giro de la sección bruta, respecto a los ejes principales de inercia Y y Z.

$$i_y : \underline{13,71} \text{ cm}$$

$$i_z : \underline{3,55} \text{ cm}$$

y_o, z_o : Coordenadas del centro de torsión en la dirección de los ejes principales Y y Z, respectivamente, relativas al centro de gravedad de la sección.

$$y_o : \underline{0,00} \text{ mm}$$

$$z_o : \underline{0,00} \text{ mm}$$



Tal y como se observa, el perfil IPE 330 cumple a E.L.U. Pandeo.



4.6. RESUMEN DE PERFILES UTILIZADOS

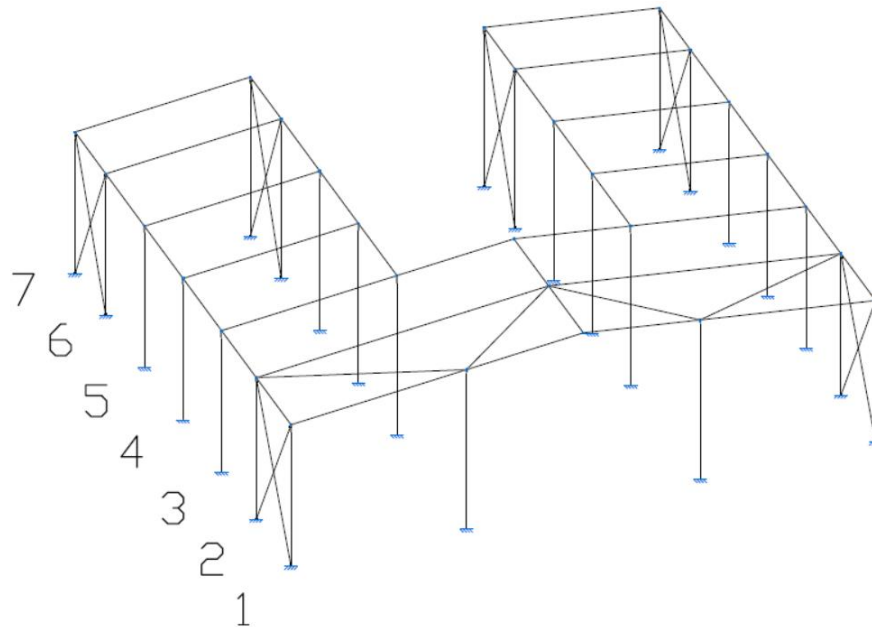


Figura 4.6.1 Nave 3D con pórticos numerados.

Elementos estructurales				
	Pilares	Jácnenas	Montantes	Diagonales
Pórtico interior	HEA 340	IPE 330 en pórtico 2, IPE 240 en pórtico 3 y IPE 220 en el resto.	-	-
Pórtico de fachada	HEA 340	IPE 240	-	-
Viga contraviento	-	-	IPE 240	IPE 200
Cruz de San Andrés	-	-	IPE 240	R25 excepto en la cruz de las fachadas laterales traseras que es R14
Viga perimetral	IPE 270			
Viga de cumbrera	IPE 330			

Tabla 4.6.1 Resumen de perfiles utilizados



REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Montalvá, J.M., Hospitaler, A., Saura, H. y Hernández, D. (2014). *Proyecto estructural de edificio industrial. Diseño y cálculo de estructura metálica. 2ª edición*. Valencia: Universitat Politècnica de València.

CTE (2009). Código Técnico de la Edificación. *Documento Básico SE "Seguridad Estructural"*. Madrid: Ministerio de Vivienda. BOE 28/03/2006 y modificaciones 23/10/2007, 25/01/2008 y 23/01/2008.

CTE (2006). Código Técnico de la Edificación. *Documento Básico SE-AE "Seguridad Estructural. Acciones en la Edificación"*. Madrid: Ministerio de Vivienda. Modificado en Abril 2009.

NCSE-02. (2002). *Norma de construcción sismorresistente: Parte general y edificación*. Madrid: Ministerio de Fomento.

CTE (2006): Código Técnico de la Edificación. *Documento Básico SE-A "Seguridad Estructural. Acero"*. Madrid: Ministerio de Vivienda. Texto modificado por RD 1371/2007, de 19 de Octubre (BOE 23/10/2007) y corrección de errores (BOE 25/01/2008).

EAE (2012). *Instrucción de Estructuras de Acero en la Edificación*. Madrid: Ministerio de Fomento.

Comisión Permanente del Hormigón. (2008). *EHE-08 Instrucción de Hormigón Estructural*. Madrid: Ministerio de Fomento.

CTE (2006). Código Técnico de la Edificación. *Documento Básico SE-C "Seguridad Estructural. Cimientos"*. Madrid: Ministerio de Vivienda. BOE 28/03/2006 y modificaciones 23/10/2007 y 25/01/2008.

Plan Especial. Artículos 83.4 y 85 de la Ley 1/2001, del Suelo de la Región de Murcia.

Grupo Panel Sandwich. Consultado el 25 de Agosto de 2016 de <http://www.panelsandwich.com/panel%20sandwich%203%20grecas.html>

CYPE Ingenieros (2015). Versión educacional. *Generador de Pórticos y CYPE 3D*.



ANEJO 1

Acciones en barras y comprobaciones de elementos de cimentación



1. CARGAS EN BARRAS

1.1. PARTE A 2 AGUAS

1.1.1. Pórtico 1

Barra	Hipótesis	Tipo	Posición	Valor	Orientación
Pilar	Carga permanente	Uniforme	---	0.47 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 sin acción en el interior	Uniforme	---	1.70 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 Succión interior	Uniforme	---	2.41 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 sin acción en el interior	Uniforme	---	1.70 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 Succión interior	Uniforme	---	2.41 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 90°, presion exterior tipo 1 sin acción en el interior	Uniforme	---	2.85 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 90°, presion exterior tipo 1 Succión interior	Uniforme	---	2.13 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 sin acción en el interior	Uniforme	---	0.76 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 Succión interior	Uniforme	---	0.05 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 sin acción en el interior	Uniforme	---	0.76 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 Succión interior	Uniforme	---	0.05 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 270°, presion exterior tipo 1 Presión interior	Uniforme	---	3.05 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 270°, presion exterior tipo 1 sin acción en el interior	Uniforme	---	1.91 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Carga permanente	Uniforme	---	0.47 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 sin acción en el interior	Uniforme	---	0.76 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 Succión interior	Uniforme	---	0.05 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 sin acción en el interior	Uniforme	---	0.76 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 Succión interior	Uniforme	---	0.05 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 90°, presion exterior tipo 1 sin acción en el interior	Uniforme	---	2.85 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 90°, presion exterior tipo 1 Succión interior	Uniforme	---	2.13 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 sin acción en el interior	Uniforme	---	1.70 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 Succión interior	Uniforme	---	2.41 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 sin acción en el interior	Uniforme	---	1.70 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 Succión interior	Uniforme	---	2.41 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 270°, presion exterior tipo 1 Presión interior	Uniforme	---	3.05 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 270°, presion exterior tipo 1 sin acción en el interior	Uniforme	---	1.91 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Carga permanente	Uniforme	---	0.43 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)



Barra	Hipótesis	Tipo	Posición	Valor	Orientación
Cubierta	Sobrecarga de uso	Uniforme	---	0.90 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 sin acción en el interior	Faja	0.00/0.06 (R)	3.53 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 sin acción en el interior	Faja	0.06/1.00 (R)	1.33 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 Succión interior	Faja	0.00/0.06 (R)	3.53 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 Succión interior	Faja	0.06/1.00 (R)	1.33 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 Succión interior	Uniforme	---	0.71 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 sin acción en el interior	Faja	0.00/0.06 (R)	0.07 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 sin acción en el interior	Faja	0.06/1.00 (R)	0.07 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 Succión interior	Faja	0.00/0.06 (R)	0.07 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 Succión interior	Faja	0.06/1.00 (R)	0.07 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 Succión interior	Uniforme	---	0.71 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 90°, presion exterior tipo 1 sin acción en el interior	Faja	0.00/0.32 (R)	2.52 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 90°, presion exterior tipo 1 sin acción en el interior	Faja	0.32/1.00 (R)	2.10 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 90°, presion exterior tipo 1 sin acción en el interior	Uniforme	---	0.53 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 90°, presion exterior tipo 1 Succión interior	Faja	0.00/0.32 (R)	2.52 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 90°, presion exterior tipo 1 Succión interior	Faja	0.32/1.00 (R)	2.10 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 90°, presion exterior tipo 1 Succión interior	Uniforme	---	0.18 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 sin acción en el interior	Faja	0.00/0.94 (R)	1.37 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 sin acción en el interior	Faja	0.94/1.00 (R)	0.08 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 Succión interior	Faja	0.00/0.94 (R)	1.37 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 Succión interior	Faja	0.94/1.00 (R)	0.08 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 Succión interior	Uniforme	---	0.71 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 sin acción en el interior	Faja	0.00/0.94 (R)	1.23 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 sin acción en el interior	Faja	0.94/1.00 (R)	1.23 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 Succión interior	Faja	0.00/0.94 (R)	1.23 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 Succión interior	Faja	0.94/1.00 (R)	1.23 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 Succión interior	Uniforme	---	0.71 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 270°, presion exterior tipo 1 Presión interior	Uniforme	---	2.78 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 270°, presion exterior tipo 1 sin acción en el interior	Uniforme	---	1.64 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Nieve (estado inicial)	Uniforme	---	0.45 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Nieve (redistribución) 1	Uniforme	---	0.22 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Nieve (redistribución) 2	Uniforme	---	0.45 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)



Barra	Hipótesis	Tipo	Posición	Valor	Orientación
Cubierta	Carga permanente	Uniforme	---	0.43 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Sobrecarga de uso	Uniforme	---	0.90 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 sin acción en el interior	Faja	0.00/0.94 (R)	1.37 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 sin acción en el interior	Faja	0.94/1.00 (R)	0.08 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 Succión interior	Faja	0.00/0.94 (R)	1.37 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 Succión interior	Faja	0.94/1.00 (R)	0.08 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 Succión interior	Uniforme	---	0.71 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 sin acción en el interior	Faja	0.00/0.94 (R)	1.23 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 sin acción en el interior	Faja	0.94/1.00 (R)	1.23 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 Succión interior	Faja	0.00/0.94 (R)	1.23 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 Succión interior	Faja	0.94/1.00 (R)	1.23 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 Succión interior	Uniforme	---	0.71 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 90°, presion exterior tipo 1 sin acción en el interior	Faja	0.00/0.32 (R)	2.52 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 90°, presion exterior tipo 1 sin acción en el interior	Faja	0.32/1.00 (R)	2.10 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 90°, presion exterior tipo 1 sin acción en el interior	Uniforme	---	0.53 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 90°, presion exterior tipo 1 Succión interior	Faja	0.00/0.32 (R)	2.52 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 90°, presion exterior tipo 1 Succión interior	Faja	0.32/1.00 (R)	2.10 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 90°, presion exterior tipo 1 Succión interior	Uniforme	---	0.18 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 sin acción en el interior	Faja	0.00/0.06 (R)	3.53 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 sin acción en el interior	Faja	0.06/1.00 (R)	1.33 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 Succión interior	Faja	0.00/0.06 (R)	3.53 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 Succión interior	Faja	0.06/1.00 (R)	1.33 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 Succión interior	Uniforme	---	0.71 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 sin acción en el interior	Faja	0.00/0.06 (R)	0.07 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 sin acción en el interior	Faja	0.06/1.00 (R)	0.07 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 Succión interior	Faja	0.00/0.06 (R)	0.07 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 Succión interior	Faja	0.06/1.00 (R)	0.07 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 Succión interior	Uniforme	---	0.71 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 270°, presion exterior tipo 1 Presión interior	Uniforme	---	2.78 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 270°, presion exterior tipo 1 sin acción en el interior	Uniforme	---	1.64 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Nieve (estado inicial)	Uniforme	---	0.45 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Nieve (redistribución) 1	Uniforme	---	0.45 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)



Barra	Hipótesis	Tipo	Posición	Valor	Orientación
Cubierta	Nieve (redistribución) 2	Uniforme	---	0.22 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)

1.1.2. Pórtico 2

Barra	Hipótesis	Tipo	Posición	Valor	Orientación
Pilar	Carga permanente	Uniforme	---	0.94 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 sin acción en el interior	Uniforme	---	3.39 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 Succión interior	Uniforme	---	4.81 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 sin acción en el interior	Uniforme	---	3.39 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 Succión interior	Uniforme	---	4.81 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 90°, presion exterior tipo 1 sin acción en el interior	Uniforme	---	4.53 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 90°, presion exterior tipo 1 Succión interior	Uniforme	---	3.10 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 sin acción en el interior	Uniforme	---	1.53 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 Succión interior	Uniforme	---	0.11 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 sin acción en el interior	Uniforme	---	1.53 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 Succión interior	Uniforme	---	0.11 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 270°, presion exterior tipo 1 Presión interior	Uniforme	---	6.81 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 270°, presion exterior tipo 1 sin acción en el interior	Uniforme	---	4.53 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Carga permanente	Uniforme	---	0.94 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 sin acción en el interior	Uniforme	---	1.53 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 Succión interior	Uniforme	---	0.11 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 sin acción en el interior	Uniforme	---	1.53 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 Succión interior	Uniforme	---	0.11 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 90°, presion exterior tipo 1 sin acción en el interior	Uniforme	---	4.53 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 90°, presion exterior tipo 1 Succión interior	Uniforme	---	3.10 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 sin acción en el interior	Uniforme	---	3.39 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 Succión interior	Uniforme	---	4.81 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 sin acción en el interior	Uniforme	---	3.39 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 Succión interior	Uniforme	---	4.81 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 270°, presion exterior tipo 1 Presión interior	Uniforme	---	6.81 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 270°, presion exterior tipo 1 sin acción en el interior	Uniforme	---	4.53 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Carga permanente	Uniforme	---	0.86 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)



Barra	Hipótesis	Tipo	Posición	Valor	Orientación
Cubierta	Sobrecarga de uso	Uniforme	---	1.80 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 sin acción en el interior	Faja	0.00/0.06 (R)	6.00 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 sin acción en el interior	Faja	0.06/1.00 (R)	2.67 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 Succión interior	Faja	0.00/0.06 (R)	6.00 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 Succión interior	Faja	0.06/1.00 (R)	2.67 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 Succión interior	Uniforme	---	1.42 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 sin acción en el interior	Faja	0.00/0.06 (R)	0.13 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 sin acción en el interior	Faja	0.06/1.00 (R)	0.13 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 Succión interior	Faja	0.00/0.06 (R)	0.13 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 Succión interior	Faja	0.06/1.00 (R)	0.13 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 Succión interior	Uniforme	---	1.42 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 90°, presion exterior tipo 1 sin acción en el interior	Faja	0.00/0.32 (R)	0.69 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 90°, presion exterior tipo 1 sin acción en el interior	Faja	0.32/1.00 (R)	0.58 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 90°, presion exterior tipo 1 sin acción en el interior	Uniforme	---	2.98 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 90°, presion exterior tipo 1 Succión interior	Faja	0.00/0.32 (R)	0.69 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 90°, presion exterior tipo 1 Succión interior	Faja	0.32/1.00 (R)	0.58 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 90°, presion exterior tipo 1 Succión interior	Uniforme	---	1.54 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 sin acción en el interior	Faja	0.00/0.94 (R)	2.74 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 sin acción en el interior	Faja	0.94/1.00 (R)	0.16 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 Succión interior	Faja	0.00/0.94 (R)	2.74 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 Succión interior	Faja	0.94/1.00 (R)	0.16 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 Succión interior	Uniforme	---	1.42 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 sin acción en el interior	Faja	0.00/0.94 (R)	2.47 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 sin acción en el interior	Faja	0.94/1.00 (R)	2.47 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 Succión interior	Faja	0.00/0.94 (R)	2.47 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 Succión interior	Faja	0.94/1.00 (R)	2.47 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 Succión interior	Uniforme	---	1.42 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 270°, presion exterior tipo 1 Presión interior	Faja	0.00/0.32 (R)	0.69 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 270°, presion exterior tipo 1 Presión interior	Faja	0.32/1.00 (R)	0.58 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 270°, presion exterior tipo 1 Presión interior	Uniforme	---	5.25 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 270°, presion exterior tipo 1 sin acción en el interior	Faja	0.00/0.32 (R)	0.69 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 270°, presion exterior tipo 1 sin acción en el interior	Faja	0.32/1.00 (R)	0.58 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)



Barra	Hipótesis	Tipo	Posición	Valor	Orientación
Cubierta	Viento a 270°, presion exterior tipo 1 sin acción en el interior	Uniforme	---	2.98 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Nieve (estado inicial)	Uniforme	---	0.89 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Nieve (redistribución) 1	Uniforme	---	0.45 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Nieve (redistribución) 2	Uniforme	---	0.89 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Carga permanente	Uniforme	---	0.86 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Sobrecarga de uso	Uniforme	---	1.80 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 sin acción en el interior	Faja	0.00/0.94 (R)	2.74 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 sin acción en el interior	Faja	0.94/1.00 (R)	0.16 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 Succión interior	Faja	0.00/0.94 (R)	2.74 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 Succión interior	Faja	0.94/1.00 (R)	0.16 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 Succión interior	Uniforme	---	1.42 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 sin acción en el interior	Faja	0.00/0.94 (R)	2.47 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 sin acción en el interior	Faja	0.94/1.00 (R)	2.47 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 Succión interior	Faja	0.00/0.94 (R)	2.47 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 Succión interior	Faja	0.94/1.00 (R)	2.47 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 Succión interior	Uniforme	---	1.42 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 90°, presion exterior tipo 1 sin acción en el interior	Faja	0.00/0.32 (R)	0.69 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 90°, presion exterior tipo 1 sin acción en el interior	Faja	0.32/1.00 (R)	0.58 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 90°, presion exterior tipo 1 sin acción en el interior	Uniforme	---	2.98 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 90°, presion exterior tipo 1 Succión interior	Faja	0.00/0.32 (R)	0.69 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 90°, presion exterior tipo 1 Succión interior	Faja	0.32/1.00 (R)	0.58 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 90°, presion exterior tipo 1 Succión interior	Uniforme	---	1.54 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 sin acción en el interior	Faja	0.00/0.06 (R)	6.00 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 sin acción en el interior	Faja	0.06/1.00 (R)	2.67 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 Succión interior	Faja	0.00/0.06 (R)	6.00 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 Succión interior	Faja	0.06/1.00 (R)	2.67 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 Succión interior	Uniforme	---	1.42 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 sin acción en el interior	Faja	0.00/0.06 (R)	0.13 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 sin acción en el interior	Faja	0.06/1.00 (R)	0.13 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 Succión interior	Faja	0.00/0.06 (R)	0.13 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 Succión interior	Faja	0.06/1.00 (R)	0.13 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 Succión interior	Uniforme	---	1.42 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)



Barra	Hipótesis	Tipo	Posición	Valor	Orientación
Cubierta	Viento a 270°, presion exterior tipo 1 Presión interior	Faja	0.00/0.32 (R)	0.69 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 270°, presion exterior tipo 1 Presión interior	Faja	0.32/1.00 (R)	0.58 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 270°, presion exterior tipo 1 Presión interior	Uniforme	---	5.25 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 270°, presion exterior tipo 1 sin acción en el interior	Faja	0.00/0.32 (R)	0.69 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 270°, presion exterior tipo 1 sin acción en el interior	Faja	0.32/1.00 (R)	0.58 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 270°, presion exterior tipo 1 sin acción en el interior	Uniforme	---	2.98 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Nieve (estado inicial)	Uniforme	---	0.89 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Nieve (redistribución) 1	Uniforme	---	0.89 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Nieve (redistribución) 2	Uniforme	---	0.45 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)

1.1.3. Pórtico 3

Barra	Hipótesis	Tipo	Posición	Valor	Orientación
Pilar	Carga permanente	Uniforme	---	0.47 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 sin acción en el interior	Uniforme	---	1.70 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 Succión interior	Uniforme	---	2.41 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 sin acción en el interior	Uniforme	---	1.70 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 Succión interior	Uniforme	---	2.41 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 90°, presion exterior tipo 1 sin acción en el interior	Uniforme	---	1.91 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 90°, presion exterior tipo 1 Succión interior	Uniforme	---	1.20 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 sin acción en el interior	Uniforme	---	0.76 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 Succión interior	Uniforme	---	0.05 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 sin acción en el interior	Uniforme	---	0.76 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 Succión interior	Uniforme	---	0.05 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 270°, presion exterior tipo 1 Presión interior	Uniforme	---	3.99 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 270°, presion exterior tipo 1 sin acción en el interior	Uniforme	---	2.85 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Carga permanente	Uniforme	---	0.47 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 sin acción en el interior	Uniforme	---	0.76 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 Succión interior	Uniforme	---	0.05 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 sin acción en el interior	Uniforme	---	0.76 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 Succión interior	Uniforme	---	0.05 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 90°, presion exterior tipo 1 sin acción en el interior	Uniforme	---	1.91 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 90°, presion exterior tipo 1 Succión interior	Uniforme	---	1.20 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)



Barra	Hipótesis	Tipo	Posición	Valor	Orientación
Pilar	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 sin acción en el interior	Uniforme	---	1.70 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 Succión interior	Uniforme	---	2.41 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 sin acción en el interior	Uniforme	---	1.70 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 Succión interior	Uniforme	---	2.41 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 270°, presion exterior tipo 1 Presión interior	Uniforme	---	3.99 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 270°, presion exterior tipo 1 sin acción en el interior	Uniforme	---	2.85 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Carga permanente	Uniforme	---	0.43 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Sobrecarga de uso	Uniforme	---	0.90 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 sin acción en el interior	Faja	0.00/0.06 (R)	3.53 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 sin acción en el interior	Faja	0.06/1.00 (R)	1.33 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 Succión interior	Faja	0.00/0.06 (R)	3.53 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 Succión interior	Faja	0.06/1.00 (R)	1.33 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 Succión interior	Uniforme	---	0.71 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 sin acción en el interior	Faja	0.00/0.06 (R)	0.07 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 sin acción en el interior	Faja	0.06/1.00 (R)	0.07 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 Succión interior	Faja	0.00/0.06 (R)	0.07 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 Succión interior	Faja	0.06/1.00 (R)	0.07 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 Succión interior	Uniforme	---	0.71 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 90°, presion exterior tipo 1 sin acción en el interior	Uniforme	---	1.64 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 90°, presion exterior tipo 1 Succión interior	Uniforme	---	0.92 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 sin acción en el interior	Faja	0.00/0.94 (R)	1.37 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 sin acción en el interior	Faja	0.94/1.00 (R)	0.08 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 Succión interior	Faja	0.00/0.94 (R)	1.37 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 Succión interior	Faja	0.94/1.00 (R)	0.08 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 Succión interior	Uniforme	---	0.71 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 sin acción en el interior	Faja	0.00/0.94 (R)	1.23 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 sin acción en el interior	Faja	0.94/1.00 (R)	1.23 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 Succión interior	Faja	0.00/0.94 (R)	1.23 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 Succión interior	Faja	0.94/1.00 (R)	1.23 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 Succión interior	Uniforme	---	0.71 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 270°, presion exterior tipo 1 Presión interior	Faja	0.00/0.32 (R)	2.52 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 270°, presion exterior tipo 1 Presión interior	Faja	0.32/1.00 (R)	2.10 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)



Barra	Hipótesis	Tipo	Posición	Valor	Orientación
Cubierta	Viento a 270°, presion exterior tipo 1 Presión interior	Uniforme	---	1.67 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 270°, presion exterior tipo 1 sin acción en el interior	Faja	0.00/0.32 (R)	2.52 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 270°, presion exterior tipo 1 sin acción en el interior	Faja	0.32/1.00 (R)	2.10 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 270°, presion exterior tipo 1 sin acción en el interior	Uniforme	---	0.53 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Nieve (estado inicial)	Uniforme	---	0.45 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Nieve (redistribución) 1	Uniforme	---	0.22 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Nieve (redistribución) 2	Uniforme	---	0.45 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Carga permanente	Uniforme	---	0.43 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Sobrecarga de uso	Uniforme	---	0.90 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 sin acción en el interior	Faja	0.00/0.94 (R)	1.37 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 sin acción en el interior	Faja	0.94/1.00 (R)	0.08 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 Succión interior	Faja	0.00/0.94 (R)	1.37 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 Succión interior	Faja	0.94/1.00 (R)	0.08 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 Succión interior	Uniforme	---	0.71 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 sin acción en el interior	Faja	0.00/0.94 (R)	1.23 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 sin acción en el interior	Faja	0.94/1.00 (R)	1.23 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 Succión interior	Faja	0.00/0.94 (R)	1.23 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 Succión interior	Faja	0.94/1.00 (R)	1.23 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 Succión interior	Uniforme	---	0.71 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 90°, presion exterior tipo 1 sin acción en el interior	Uniforme	---	1.64 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 90°, presion exterior tipo 1 Succión interior	Uniforme	---	0.92 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 sin acción en el interior	Faja	0.00/0.06 (R)	3.53 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 sin acción en el interior	Faja	0.06/1.00 (R)	1.33 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 Succión interior	Faja	0.00/0.06 (R)	3.53 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 Succión interior	Faja	0.06/1.00 (R)	1.33 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 1 Succión interior	Uniforme	---	0.71 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 sin acción en el interior	Faja	0.00/0.06 (R)	0.07 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 sin acción en el interior	Faja	0.06/1.00 (R)	0.07 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 Succión interior	Faja	0.00/0.06 (R)	0.07 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 Succión interior	Faja	0.06/1.00 (R)	0.07 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 180°, presion exterior tipo 2 Succión interior	Uniforme	---	0.71 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 270°, presion exterior tipo 1 Presión interior	Faja	0.00/0.32 (R)	2.52 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)



Barra	Hipótesis	Tipo	Posición	Valor	Orientación
Cubierta	Viento a 270°, presion exterior tipo 1 Presión interior	Faja	0.32/1.00 (R)	2.10 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 270°, presion exterior tipo 1 Presión interior	Uniforme	---	1.67 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 270°, presion exterior tipo 1 sin acción en el interior	Faja	0.00/0.32 (R)	2.52 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 270°, presion exterior tipo 1 sin acción en el interior	Faja	0.32/1.00 (R)	2.10 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 270°, presion exterior tipo 1 sin acción en el interior	Uniforme	---	0.53 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Nieve (estado inicial)	Uniforme	---	0.45 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Nieve (redistribución) 1	Uniforme	---	0.45 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Nieve (redistribución) 2	Uniforme	---	0.22 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)

1.2. PARTE A 1 AGUA

1.2.1. Pórtico 1

Barra	Hipótesis	Tipo	Posición	Valor	Orientación
Pilar	Carga permanente	Uniforme	---	0.48 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 sin acción en el interior	Uniforme	---	2.08 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 sin acción en el interior	Uniforme	---	2.08 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 90°, presion exterior tipo 1 sin acción en el interior	Uniforme	---	2.70 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 180° sin acción en el interior	Uniforme	---	1.30 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 270°, presion exterior tipo 1 sin acción en el interior	Uniforme	---	1.30 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Carga permanente	Uniforme	---	0.48 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 sin acción en el interior	Uniforme	---	1.30 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 sin acción en el interior	Uniforme	---	1.30 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 90°, presion exterior tipo 1 sin acción en el interior	Uniforme	---	2.70 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 180° sin acción en el interior	Uniforme	---	2.08 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 270°, presion exterior tipo 1 sin acción en el interior	Uniforme	---	1.30 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Carga permanente	Uniforme	---	0.54 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Sobrecarga de uso	Uniforme	---	1.00 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 sin acción en el interior	Faja	0.00/0.20 (R)	4.14 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 sin acción en el interior	Faja	0.20/1.00 (R)	1.46 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 sin acción en el interior	Faja	0.00/0.20 (R)	0.07 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 sin acción en el interior	Faja	0.20/1.00 (R)	0.07 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 90°, presion exterior tipo 1 sin acción en el interior	Faja	0.00/0.25 (R)	1.73 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)



Barra	Hipótesis	Tipo	Posición	Valor	Orientación
Cubierta	Viento a 90°, presión exterior tipo 1 sin acción en el interior	Faja	0.25/0.75 (R)	1.55 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 90°, presión exterior tipo 1 sin acción en el interior	Faja	0.75/1.00 (R)	1.83 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 90°, presión exterior tipo 1 sin acción en el interior	Uniforme	---	1.09 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180° sin acción en el interior	Faja	0.00/0.80 (R)	2.12 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180° sin acción en el interior	Faja	0.80/1.00 (R)	6.03 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 270°, presión exterior tipo 1 sin acción en el interior	Uniforme	---	1.37 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Nieve (estado inicial)	Uniforme	---	0.50 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Nieve (redistribución)	Uniforme	---	0.25 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)

1.2.2. Pórtico 2

Barra	Hipótesis	Tipo	Posición	Valor	Orientación
Pilar	Carga permanente	Uniforme	---	0.96 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 0°, presión exterior tipo 1 sin acción en el interior	Uniforme	---	4.17 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 0°, presión exterior tipo 2 sin acción en el interior	Uniforme	---	4.17 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 90°, presión exterior tipo 1 sin acción en el interior	Uniforme	---	4.27 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 180° sin acción en el interior	Uniforme	---	2.60 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 270°, presión exterior tipo 1 sin acción en el interior	Uniforme	---	2.60 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Carga permanente	Uniforme	---	0.96 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 0°, presión exterior tipo 1 sin acción en el interior	Uniforme	---	2.60 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 0°, presión exterior tipo 2 sin acción en el interior	Uniforme	---	2.60 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 90°, presión exterior tipo 1 sin acción en el interior	Uniforme	---	4.27 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 180° sin acción en el interior	Uniforme	---	4.17 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 270°, presión exterior tipo 1 sin acción en el interior	Uniforme	---	2.60 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Carga permanente	Uniforme	---	1.09 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Sobrecarga de uso	Uniforme	---	2.00 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presión exterior tipo 1 sin acción en el interior	Faja	0.00/0.20 (R)	6.91 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presión exterior tipo 1 sin acción en el interior	Faja	0.20/1.00 (R)	2.91 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presión exterior tipo 2 sin acción en el interior	Faja	0.00/0.20 (R)	0.14 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presión exterior tipo 2 sin acción en el interior	Faja	0.20/1.00 (R)	0.14 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 90°, presión exterior tipo 1 sin acción en el interior	Faja	0.00/0.25 (R)	0.17 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)



Barra	Hipótesis	Tipo	Posición	Valor	Orientación
Cubierta	Viento a 90°, presión exterior tipo 1 sin acción en el interior	Faja	0.25/0.75 (R)	0.15 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 90°, presión exterior tipo 1 sin acción en el interior	Faja	0.75/1.00 (R)	0.18 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 90°, presión exterior tipo 1 sin acción en el interior	Uniforme	---	2.90 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180° sin acción en el interior	Faja	0.00/0.80 (R)	4.24 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180° sin acción en el interior	Faja	0.80/1.00 (R)	8.93 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 270°, presión exterior tipo 1 sin acción en el interior	Uniforme	---	2.74 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Nieve (estado inicial)	Uniforme	---	0.99 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Nieve (redistribución)	Uniforme	---	0.50 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)

1.2.3. Pórtico 3

Barra	Hipótesis	Tipo	Posición	Valor	Orientación
Pilar	Carga permanente	Uniforme	---	0.96 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 0°, presión exterior tipo 1 sin acción en el interior	Uniforme	---	4.17 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 0°, presión exterior tipo 2 sin acción en el interior	Uniforme	---	4.17 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 90°, presión exterior tipo 1 sin acción en el interior	Uniforme	---	3.10 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 180° sin acción en el interior	Uniforme	---	2.60 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 270°, presión exterior tipo 1 sin acción en el interior	Uniforme	---	3.10 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Carga permanente	Uniforme	---	0.96 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 0°, presión exterior tipo 1 sin acción en el interior	Uniforme	---	2.60 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 0°, presión exterior tipo 2 sin acción en el interior	Uniforme	---	2.60 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 90°, presión exterior tipo 1 sin acción en el interior	Uniforme	---	3.10 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 180° sin acción en el interior	Uniforme	---	4.17 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 270°, presión exterior tipo 1 sin acción en el interior	Uniforme	---	3.10 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Carga permanente	Uniforme	---	1.09 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Sobrecarga de uso	Uniforme	---	2.00 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presión exterior tipo 1 sin acción en el interior	Faja	0.00/0.20 (R)	5.97 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presión exterior tipo 1 sin acción en el interior	Faja	0.20/1.00 (R)	2.91 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presión exterior tipo 2 sin acción en el interior	Faja	0.00/0.20 (R)	0.14 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presión exterior tipo 2 sin acción en el interior	Faja	0.20/1.00 (R)	0.14 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 90°, presión exterior tipo 1 sin acción en el interior	Uniforme	---	2.74 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180° sin acción en el interior	Faja	0.00/0.80 (R)	4.24 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)



Barra	Hipótesis	Tipo	Posición	Valor	Orientación
Cubierta	Viento a 180° sin acción en el interior	Faja	0.80/1.00 (R)	6.77 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 270°, presión exterior tipo 1 sin acción en el interior	Uniforme	---	2.74 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Nieve (estado inicial)	Uniforme	---	0.99 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Nieve (redistribución)	Uniforme	---	0.50 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)

1.2.4. Pórtico 4

Barra	Hipótesis	Tipo	Posición	Valor	Orientación
Pilar	Carga permanente	Uniforme	---	0.96 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 0°, presión exterior tipo 1 sin acción en el interior	Uniforme	---	4.17 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 0°, presión exterior tipo 2 sin acción en el interior	Uniforme	---	4.17 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 90°, presión exterior tipo 1 sin acción en el interior	Uniforme	---	2.60 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 180° sin acción en el interior	Uniforme	---	2.60 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 270°, presión exterior tipo 1 sin acción en el interior	Uniforme	---	4.27 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Carga permanente	Uniforme	---	0.96 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 0°, presión exterior tipo 1 sin acción en el interior	Uniforme	---	2.60 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 0°, presión exterior tipo 2 sin acción en el interior	Uniforme	---	2.60 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 90°, presión exterior tipo 1 sin acción en el interior	Uniforme	---	2.60 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 180° sin acción en el interior	Uniforme	---	4.17 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 270°, presión exterior tipo 1 sin acción en el interior	Uniforme	---	4.27 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Carga permanente	Uniforme	---	1.09 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Sobrecarga de uso	Uniforme	---	2.00 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presión exterior tipo 1 sin acción en el interior	Faja	0.00/0.20 (R)	6.91 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presión exterior tipo 1 sin acción en el interior	Faja	0.20/1.00 (R)	2.91 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presión exterior tipo 2 sin acción en el interior	Faja	0.00/0.20 (R)	0.14 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presión exterior tipo 2 sin acción en el interior	Faja	0.20/1.00 (R)	0.14 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 90°, presión exterior tipo 1 sin acción en el interior	Uniforme	---	2.74 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180° sin acción en el interior	Faja	0.00/0.80 (R)	4.24 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180° sin acción en el interior	Faja	0.80/1.00 (R)	8.93 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 270°, presión exterior tipo 1 sin acción en el interior	Faja	0.00/0.25 (R)	0.17 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 270°, presión exterior tipo 1 sin acción en el interior	Faja	0.25/0.75 (R)	0.15 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 270°, presión exterior tipo 1 sin acción en el interior	Faja	0.75/1.00 (R)	0.18 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 270°, presión exterior tipo 1 sin acción en el interior	Uniforme	---	2.90 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)



Barra	Hipótesis	Tipo	Posición	Valor	Orientación
Cubierta	Nieve (estado inicial)	Uniforme	---	0.99 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Nieve (redistribución)	Uniforme	---	0.50 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)

1.2.5. Pórtico 5

Barra	Hipótesis	Tipo	Posición	Valor	Orientación
Pilar	Carga permanente	Uniforme	---	0.48 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 sin acción en el interior	Uniforme	---	2.08 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 sin acción en el interior	Uniforme	---	2.08 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 90°, presion exterior tipo 1 sin acción en el interior	Uniforme	---	1.30 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 180° sin acción en el interior	Uniforme	---	1.30 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 270°, presion exterior tipo 1 sin acción en el interior	Uniforme	---	2.70 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Carga permanente	Uniforme	---	0.48 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 sin acción en el interior	Uniforme	---	1.30 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 sin acción en el interior	Uniforme	---	1.30 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 90°, presion exterior tipo 1 sin acción en el interior	Uniforme	---	1.30 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Pilar	Viento a 180° sin acción en el interior	Uniforme	---	2.08 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Pilar	Viento a 270°, presion exterior tipo 1 sin acción en el interior	Uniforme	---	2.70 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Carga permanente	Uniforme	---	0.54 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Sobrecarga de uso	Uniforme	---	1.00 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 sin acción en el interior	Faja	0.00/0.20 (R)	4.14 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 1 sin acción en el interior	Faja	0.20/1.00 (R)	1.46 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 sin acción en el interior	Faja	0.00/0.20 (R)	0.07 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 0°, presion exterior tipo 2 sin acción en el interior	Faja	0.20/1.00 (R)	0.07 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Viento a 90°, presion exterior tipo 1 sin acción en el interior	Uniforme	---	1.37 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180° sin acción en el interior	Faja	0.00/0.80 (R)	2.12 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 180° sin acción en el interior	Faja	0.80/1.00 (R)	6.03 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 270°, presion exterior tipo 1 sin acción en el interior	Faja	0.00/0.25 (R)	1.73 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 270°, presion exterior tipo 1 sin acción en el interior	Faja	0.25/0.75 (R)	1.55 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 270°, presion exterior tipo 1 sin acción en el interior	Faja	0.75/1.00 (R)	1.83 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Viento a 270°, presion exterior tipo 1 sin acción en el interior	Uniforme	---	1.09 kN/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	Nieve (estado inicial)	Uniforme	---	0.50 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Nieve (redistribución)	Uniforme	---	0.25 kN/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)



2. COMPROBACIONES ZAPATA TIPO PÓRTICO INTERIOR

Referencia: N24		
Dimensiones: 350 x 350 x 130		
Armados: Xi:Ø16c/17 Yi:Ø16c/17 Xs:Ø16c/17 Ys:Ø16c/17		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>		
- Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 0.15 MPa Calculado: 0.0370818 MPa	Cumple
- Tensión media en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 0.25 MPa Calculado: 0.0348255 MPa	Cumple
- Tensión media en situaciones accidentales:	Máximo: 0.25 MPa Calculado: 0.0607239 MPa	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes sin viento:	Máximo: 0.187469 MPa Calculado: 0.0373761 MPa	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes con viento:	Máximo: 0.187469 MPa Calculado: 0.0761256 MPa	Cumple
- Tensión máxima en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 0.312449 MPa Calculado: 0.0413982 MPa	Cumple
- Tensión máxima en situaciones accidentales:	Máximo: 0.312449 MPa Calculado: 0.12184 MPa	Cumple
Vuelco de la zapata: <i>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.</i>		
- En dirección X:	Reserva seguridad: 1901.5 %	Cumple
- En dirección Y:	Reserva seguridad: 22.9 %	Cumple
Flexión en la zapata:		
- En dirección X:	Momento: -29.28 kN·m	Cumple
- En dirección Y:	Momento: 360.49 kN·m	Cumple
Cortante en la zapata:		
- En dirección X:	Cortante: 8.44 kN	Cumple
- En dirección Y:	Cortante: 171.87 kN	Cumple
Compresión oblicua en la zapata: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>		
- Situaciones persistentes:	Máximo: 6000 kN/m ² Calculado: 24.7 kN/m ²	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 6923 kN/m ² Calculado: 11.1 kN/m ²	Cumple
- Situaciones accidentales:	Máximo: 6923 kN/m ² Calculado: 11.3 kN/m ²	Cumple
Canto mínimo: <i>Artículo 58.8.1 de la norma EHE-08</i>		
	Mínimo: 25 cm Calculado: 130 cm	Cumple



Referencia: N24 Dimensiones: 350 x 350 x 130 Armados: Xi:Ø16c/17 Yi:Ø16c/17 Xs:Ø16c/17 Ys:Ø16c/17		
Comprobación	Valores	Estado
Espacio para anclar arranques en cimentación: - N24:	Mínimo: 100 cm Calculado: 122 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: <i>Artículo 42.3.5 de la norma EHE-08</i> - Armado inferior dirección X: - Armado superior dirección X: - Armado inferior dirección Y: - Armado superior dirección Y:	Mínimo: 0.0009 Calculado: 0.0009 Calculado: 0.0009 Calculado: 0.0009 Calculado: 0.0009	Cumple Cumple Cumple Cumple
Cuantía mínima necesaria por flexión: <i>Artículo 42.3.2 de la norma EHE-08</i> - Armado inferior dirección X: - Armado inferior dirección Y: - Armado superior dirección X: - Armado superior dirección Y:	Calculado: 0.001 Mínimo: 0.0001 Mínimo: 0.0003 Mínimo: 0.0001 Mínimo: 0.0002	Cumple Cumple Cumple Cumple
Diámetro mínimo de las barras: <i>Recomendación del Artículo 58.8.2 (norma EHE-08)</i> - Parrilla inferior: - Parrilla superior:	Mínimo: 12 mm Calculado: 16 mm Calculado: 16 mm	Cumple Cumple
Separación máxima entre barras: <i>Artículo 58.8.2 de la norma EHE-08</i> - Armado inferior dirección X: - Armado inferior dirección Y: - Armado superior dirección X: - Armado superior dirección Y:	Máximo: 30 cm Calculado: 17 cm Calculado: 17 cm Calculado: 17 cm Calculado: 17 cm	Cumple Cumple Cumple Cumple
Separación mínima entre barras: <i>Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.16</i> - Armado inferior dirección X: - Armado inferior dirección Y: - Armado superior dirección X: - Armado superior dirección Y:	Mínimo: 10 cm Calculado: 17 cm Calculado: 17 cm Calculado: 17 cm Calculado: 17 cm	Cumple Cumple Cumple Cumple
Longitud de anclaje: <i>Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. Ed. INTEMAC, 1991</i> - Armado inf. dirección X hacia der: - Armado inf. dirección X hacia izq:	Mínimo: 19 cm Calculado: 43 cm Mínimo: 19 cm Calculado: 43 cm	Cumple Cumple



Referencia: N24		
Dimensiones: 350 x 350 x 130		
Armados: Xi:Ø16c/17 Yi:Ø16c/17 Xs:Ø16c/17 Ys:Ø16c/17		
Comprobación	Valores	Estado
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 19 cm Calculado: 41 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 19 cm Calculado: 41 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia der:	Mínimo: 24 cm Calculado: 43 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia izq:	Mínimo: 24 cm Calculado: 43 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 24 cm Calculado: 41 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 24 cm Calculado: 41 cm	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional:		
- Zapata de tipo rígido (Artículo 58.2 de la norma EHE-08)		
- Relación rotura pésima (En dirección X): 0.02		
- Relación rotura pésima (En dirección Y): 0.17		
- Cortante de agotamiento (En dirección X): 1964.84 kN		
- Cortante de agotamiento (En dirección Y): 1964.84 kN		

3. COMPROBACIONES VIGA DE ATADO PÓRTICO INTERIOR

Referencia: C.3 [N24-N1] (Viga de atado)		
-Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm		
-Armadura superior: 2Ø20		
-Armadura inferior: 2Ø20		
-Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Diámetro mínimo estribos:	Mínimo: 6 mm Calculado: 8 mm	Cumple
Separación mínima entre estribos: <i>Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08</i>	Mínimo: 3.7 cm Calculado: 29.2 cm	Cumple
Separación mínima armadura longitudinal: <i>Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08</i>	Mínimo: 3.7 cm	
- Armadura superior:	Calculado: 24.4 cm	Cumple
- Armadura inferior:	Calculado: 24.4 cm	Cumple
Separación máxima estribos:		
- Sin cortantes: <i>Artículo 44.2.3.4.1 de la norma EHE-08</i>	Máximo: 30 cm Calculado: 30 cm	Cumple



Referencia: C.3 [N24-N1] (Viga de atado) -Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2Ø20 -Armadura inferior: 2Ø20 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Recomendación para la separación máxima de estribos en vigas comprimidas por axiles en combinaciones sísmicas ⁽¹⁾ <i>(1) Al no ser necesaria la armadura longitudinal en compresión, no se aplica el requisito de separación de estribos en barras comprimidas.</i>		No procede
Separación máxima armadura longitudinal: <i>Artículo 42.3.1 de la norma EHE-08</i> - Armadura superior: - Armadura inferior:	Máximo: 30 cm Calculado: 24.4 cm Calculado: 24.4 cm	Cumple Cumple
Armadura mínima por cuantía mecánica de esfuerzos axiles: - Armadura total (Situaciones accidentales sísmicas): <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.4</i>	Mínimo: 9.26 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de compresión: - Situaciones accidentales sísmicas: <i>Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15</i>	Mínimo: 0 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de tracción: - Situaciones accidentales sísmicas: <i>Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15</i>	Mínimo: 0.08 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple
Longitud de anclaje barras superiores origen: <i>El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares</i> - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas: - Situaciones accidentales:	Calculado: 31 cm Mínimo: 24 cm Mínimo: 31 cm Mínimo: 24 cm	Cumple Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores origen: <i>El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares</i> - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas: - Situaciones accidentales:	Calculado: 24 cm Mínimo: 20 cm Mínimo: 24 cm Mínimo: 20 cm	Cumple Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras superiores extremo: <i>El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares</i> - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas: - Situaciones accidentales:	Calculado: 31 cm Mínimo: 24 cm Mínimo: 31 cm Mínimo: 24 cm	Cumple Cumple Cumple



Referencia: C.3 [N24-N1] (Viga de atado)		
-Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm		
-Armadura superior: 2Ø20		
-Armadura inferior: 2Ø20		
-Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Longitud de anclaje barras inferiores extremo: <i>El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares</i>	Calculado: 24 cm	
- Situaciones persistentes:	Mínimo: 20 cm	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Mínimo: 24 cm	Cumple
- Situaciones accidentales:	Mínimo: 20 cm	Cumple
Comprobación de armadura necesaria por cálculo a flexión compuesta:		
- Situaciones accidentales sísmicas:	Momento flector: 0.00 kN·m Axil: ± 0.43 kN	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional:		
- Diámetro mínimo de la armadura longitudinal (Recomendación del Artículo 58.8.2 de la EHE-08): Mínimo: 12.0 mm, Calculado: 20.0 mm (Cumple)		
- Zona de sismicidad media: Los elementos de cimentación situados en el perímetro deberán enlazarse entre sí.		
- La determinación de los esfuerzos sobre las vigas de atado y centradoras se ha realizado de acuerdo a la Norma de Construcción Sismorresistente. El axil actuante sobre las mismas se ha obtenido afectando el axil proveniente del pilar con la fracción de la aceleración de cálculo correspondiente a la norma sísmica escogida.		

4. COMPROBACIONES ZAPATA TIPO PÓRTICO DE FACHADA

Referencia: N17		
Dimensiones: 305 x 305 x 75		
Armados: Xi:Ø16c/29 Yi:Ø16c/29 Xs:Ø16c/29 Ys:Ø16c/29		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>		
- Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 0.15 MPa Calculado: 0.0290376 MPa	Cumple
- Tensión media en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 0.25 MPa Calculado: 0.0272718 MPa	Cumple
- Tensión media en situaciones accidentales:	Máximo: 0.25 MPa Calculado: 0.0269775 MPa	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes sin viento:	Máximo: 0.187469 MPa Calculado: 0.0393381 MPa	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes con viento:	Máximo: 0.187469 MPa Calculado: 0.0638631 MPa	Cumple
- Tensión máxima en situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 0.312449 MPa Calculado: 0.0449298 MPa	Cumple



Referencia: N17		
Dimensiones: 305 x 305 x 75		
Armados: Xi:Ø16c/29 Yi:Ø16c/29 Xs:Ø16c/29 Ys:Ø16c/29		
Comprobación	Valores	Estado
- Tensión máxima en situaciones accidentales:	Máximo: 0.312449 MPa Calculado: 0.0367875 MPa	Cumple
Vuelco de la zapata:		
<i>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.</i>		
- En dirección X:	Reserva seguridad: 231.4 %	Cumple
- En dirección Y:	Reserva seguridad: 1.3 %	Cumple
Flexión en la zapata:		
- En dirección X:	Momento: 77.64 kN·m	Cumple
- En dirección Y:	Momento: 145.40 kN·m	Cumple
Cortante en la zapata:		
- En dirección X:	Cortante: 60.14 kN	Cumple
- En dirección Y:	Cortante: 120.07 kN	Cumple
Compresión oblicua en la zapata:		
<i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>		
- Situaciones persistentes:	Máximo: 6000 kN/m ² Calculado: 116.7 kN/m ²	Cumple
- Situaciones accidentales sísmicas:	Máximo: 6923 kN/m ² Calculado: 40 kN/m ²	Cumple
- Situaciones accidentales:	Máximo: 6923 kN/m ² Calculado: 42 kN/m ²	Cumple
Canto mínimo:		
<i>Artículo 58.8.1 de la norma EHE-08</i>		
	Mínimo: 25 cm Calculado: 75 cm	Cumple
Espacio para anclar arranques en cimentación:		
- N17:	Mínimo: 65 cm Calculado: 67 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima:		
<i>Artículo 42.3.5 de la norma EHE-08</i>		
- Armado inferior dirección X:	Mínimo: 0.0009 Calculado: 0.0009	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 0.0009	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.0009	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 0.0009	Cumple
Cuantía mínima necesaria por flexión:		
<i>Artículo 42.3.2 de la norma EHE-08</i>		
	Calculado: 0.001	
- Armado inferior dirección X:	Mínimo: 0.0002	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Mínimo: 0.0004	Cumple
- Armado superior dirección X:	Mínimo: 0.0001	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Mínimo: 0.0002	Cumple



Referencia: N17		
Dimensiones: 305 x 305 x 75		
Armados: Xi:Ø16c/29 Yi:Ø16c/29 Xs:Ø16c/29 Ys:Ø16c/29		
Comprobación	Valores	Estado
Diámetro mínimo de las barras: <i>Recomendación del Artículo 58.8.2 (norma EHE-08)</i>	Mínimo: 12 mm	
- Parrilla inferior:	Calculado: 16 mm	Cumple
- Parrilla superior:	Calculado: 16 mm	Cumple
Separación máxima entre barras: <i>Artículo 58.8.2 de la norma EHE-08</i>	Máximo: 30 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 29 cm	Cumple
Separación mínima entre barras: <i>Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.16</i>	Mínimo: 10 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado superior dirección X:	Calculado: 29 cm	Cumple
- Armado superior dirección Y:	Calculado: 29 cm	Cumple
Longitud de anclaje: <i>Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. Ed. INTEMAC, 1991</i>		
- Armado inf. dirección X hacia der:	Mínimo: 19 cm Calculado: 64 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Mínimo: 19 cm Calculado: 64 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 19 cm Calculado: 66 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 19 cm Calculado: 66 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia der:	Mínimo: 24 cm Calculado: 64 cm	Cumple
- Armado sup. dirección X hacia izq:	Mínimo: 24 cm Calculado: 64 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia arriba:	Mínimo: 24 cm Calculado: 66 cm	Cumple
- Armado sup. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 24 cm Calculado: 66 cm	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional:		
- Zapata de tipo rígido (Artículo 58.2 de la norma EHE-08)		
- Relación rotura pésima (En dirección X): 0.15		
- Relación rotura pésima (En dirección Y): 0.27		



Referencia: N17		
Dimensiones: 305 x 305 x 75		
Armados: Xi:Ø16c/29 Yi:Ø16c/29 Xs:Ø16c/29 Ys:Ø16c/29		
Comprobación	Valores	Estado
- Cortante de agotamiento (En dirección X): 1092.74 kN		
- Cortante de agotamiento (En dirección Y): 1092.74 kN		

5. COMPROBACIONES VIGA DE ATADO PÓRTICO DE FACHADA.

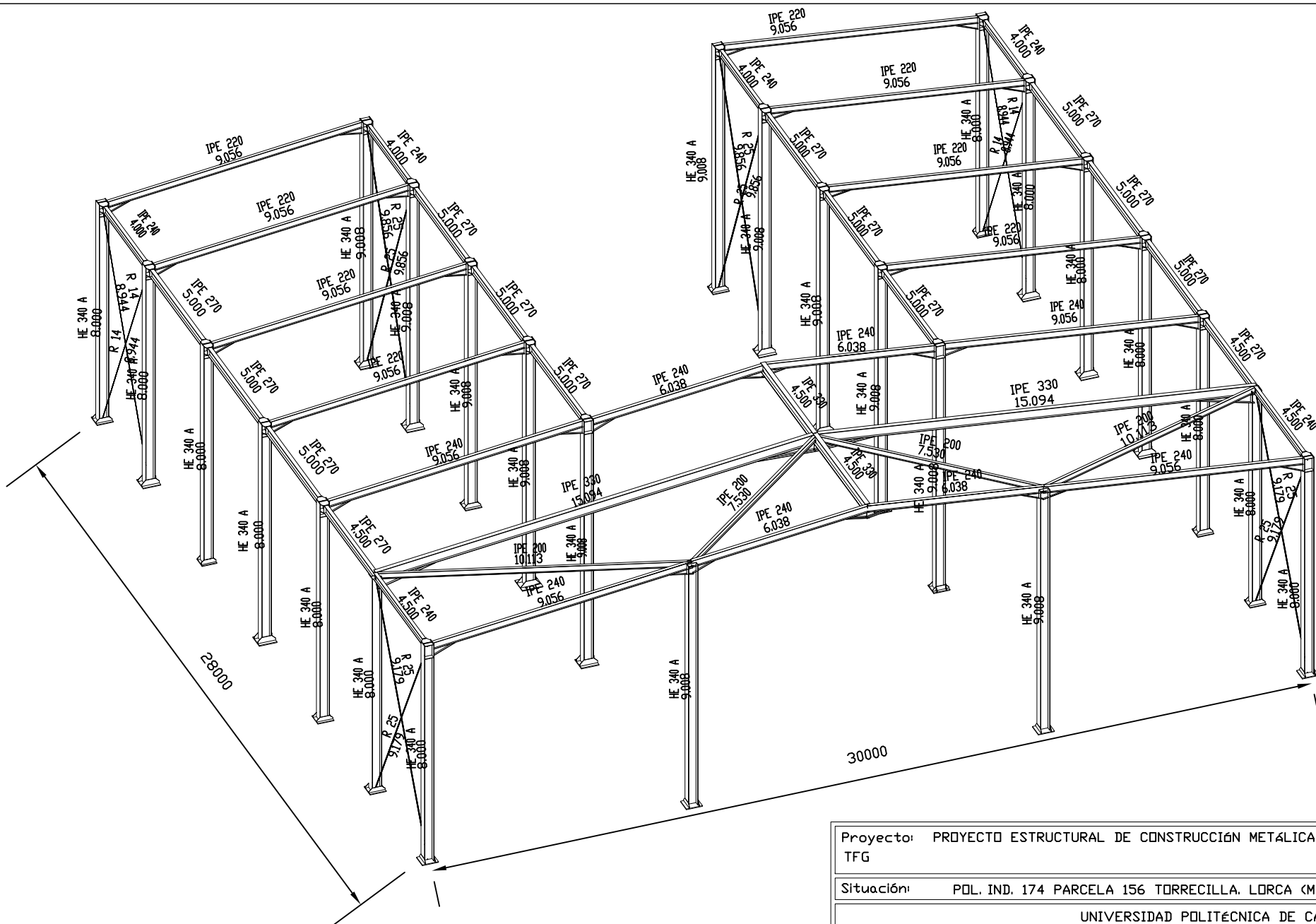
Referencia: C.3 [N17-N16] (Viga de atado)		
-Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm		
-Armadura superior: 2Ø20		
-Armadura inferior: 2Ø20		
-Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Diámetro mínimo estribos:	Mínimo: 6 mm Calculado: 8 mm	Cumple
Separación mínima entre estribos: <i>Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08</i>	Mínimo: 3.7 cm Calculado: 29.2 cm	Cumple
Separación mínima armadura longitudinal: <i>Artículo 69.4.1 de la norma EHE-08</i>	Mínimo: 3.7 cm	
- Armadura superior:	Calculado: 24.4 cm	Cumple
- Armadura inferior:	Calculado: 24.4 cm	Cumple
Separación máxima estribos: - Sin cortantes: <i>Artículo 44.2.3.4.1 de la norma EHE-08</i>	Máximo: 30 cm Calculado: 30 cm	Cumple
Recomendación para la separación máxima de estribos en vigas comprimidas por axiles en combinaciones sísmicas ⁽¹⁾ <i>(1) Al no ser necesaria la armadura longitudinal en compresión, no se aplica el requisito de separación de estribos en barras comprimidas.</i>		No procede
Separación máxima armadura longitudinal: <i>Artículo 42.3.1 de la norma EHE-08</i>	Máximo: 30 cm	
- Armadura superior:	Calculado: 24.4 cm	Cumple
- Armadura inferior:	Calculado: 24.4 cm	Cumple
Armadura mínima por cuantía mecánica de esfuerzos axiles: - Armadura total (Situaciones accidentales sísmicas): <i>Norma EHE-08. Artículo 42.3.4</i>	Mínimo: 9.26 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple
Armadura necesaria por cálculo para el axil de compresión: - Situaciones accidentales sísmicas: <i>Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15</i>	Mínimo: 0 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple



Referencia: C.3 [N17-N16] (Viga de atado)		
-Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm -Armadura superior: 2Ø20 -Armadura inferior: 2Ø20 -Estribos: 1xØ8c/30		
Comprobación	Valores	Estado
Armadura necesaria por cálculo para el axil de tracción: - Situaciones accidentales sísmicas: <i>Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.15</i>	Mínimo: 0.15 cm ² Calculado: 12.56 cm ²	Cumple
Longitud de anclaje barras superiores origen: <i>El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares</i> - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas: - Situaciones accidentales:	Calculado: 31 cm Mínimo: 24 cm Mínimo: 31 cm Mínimo: 24 cm	Cumple Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores origen: <i>El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares</i> - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas: - Situaciones accidentales:	Calculado: 24 cm Mínimo: 20 cm Mínimo: 24 cm Mínimo: 20 cm	Cumple Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras superiores extremo: <i>El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares</i> - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas: - Situaciones accidentales:	Calculado: 31 cm Mínimo: 24 cm Mínimo: 31 cm Mínimo: 24 cm	Cumple Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores extremo: <i>El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares</i> - Situaciones persistentes: - Situaciones accidentales sísmicas: - Situaciones accidentales:	Calculado: 24 cm Mínimo: 20 cm Mínimo: 24 cm Mínimo: 20 cm	Cumple Cumple Cumple
Comprobación de armadura necesaria por cálculo a flexión compuesta: - Situaciones accidentales sísmicas:	Momento flector: 0.00 kN·m Axil: ± 0.78 kN	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		
Información adicional: - Diámetro mínimo de la armadura longitudinal (Recomendación del Artículo 58.8.2 de la EHE-08): Mínimo: 12.0 mm, Calculado: 20.0 mm (Cumple) - Zona de sismicidad media: Los elementos de cimentación situados en el perímetro deberán enlazarse entre sí. - La determinación de los esfuerzos sobre las vigas de atado y centradoras se ha realizado de acuerdo a la Norma de Construcción Sismorresistente. El axil actuante sobre las mismas se ha obtenido afectando el axil proveniente del pilar con la fracción de la aceleración de cálculo correspondiente a la norma sísmica escogida.		

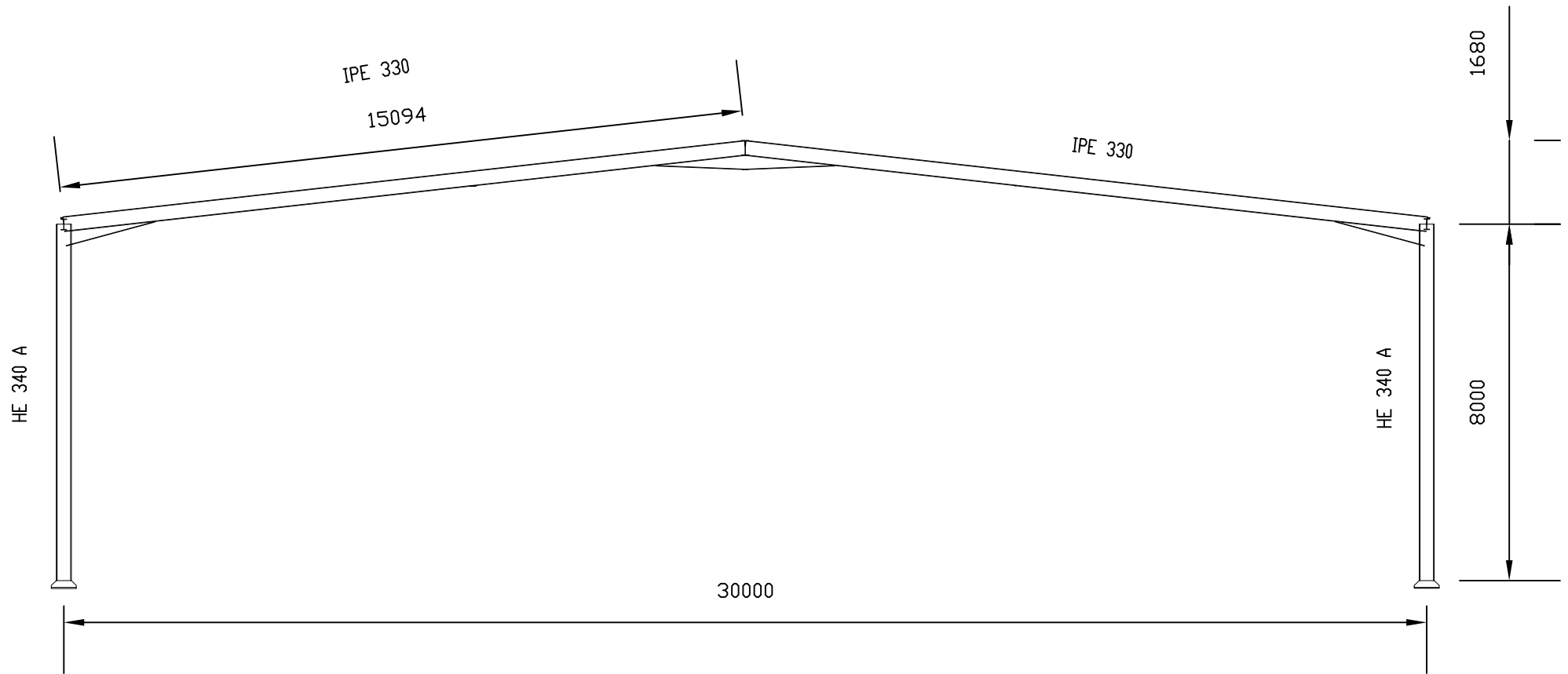


PLANOS

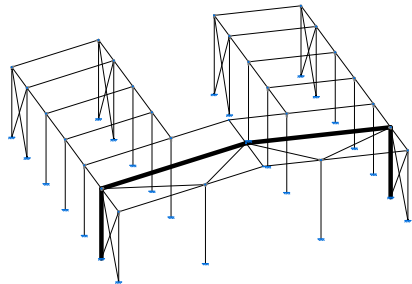


Proyecto: PROYECTO ESTRUCTURAL DE CONSTRUCCIÓN METÁLICA 30 x 28 m TFG	
Situación: POL. IND. 174 PARCELA 156 TORRECILLA, LORCA (MURCIA)	
UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE CARTAGENA	
Plano: 1	VISTA 3D NAVE 30X28 M
Autor: ANDRÉS MANUEL GONZÁLEZ LANDÍN	ESCALA: 1:100





Cotas en mm



Proyecto: PROYECTO ESTRUCTURAL DE CONSTRUCCIÓN METÁLICA 30 x 28 m
TFG

Situación: POL. IND. 174 PARCELA 156 TORRECILLA, LORCA (MURCIA)

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE CARTAGENA

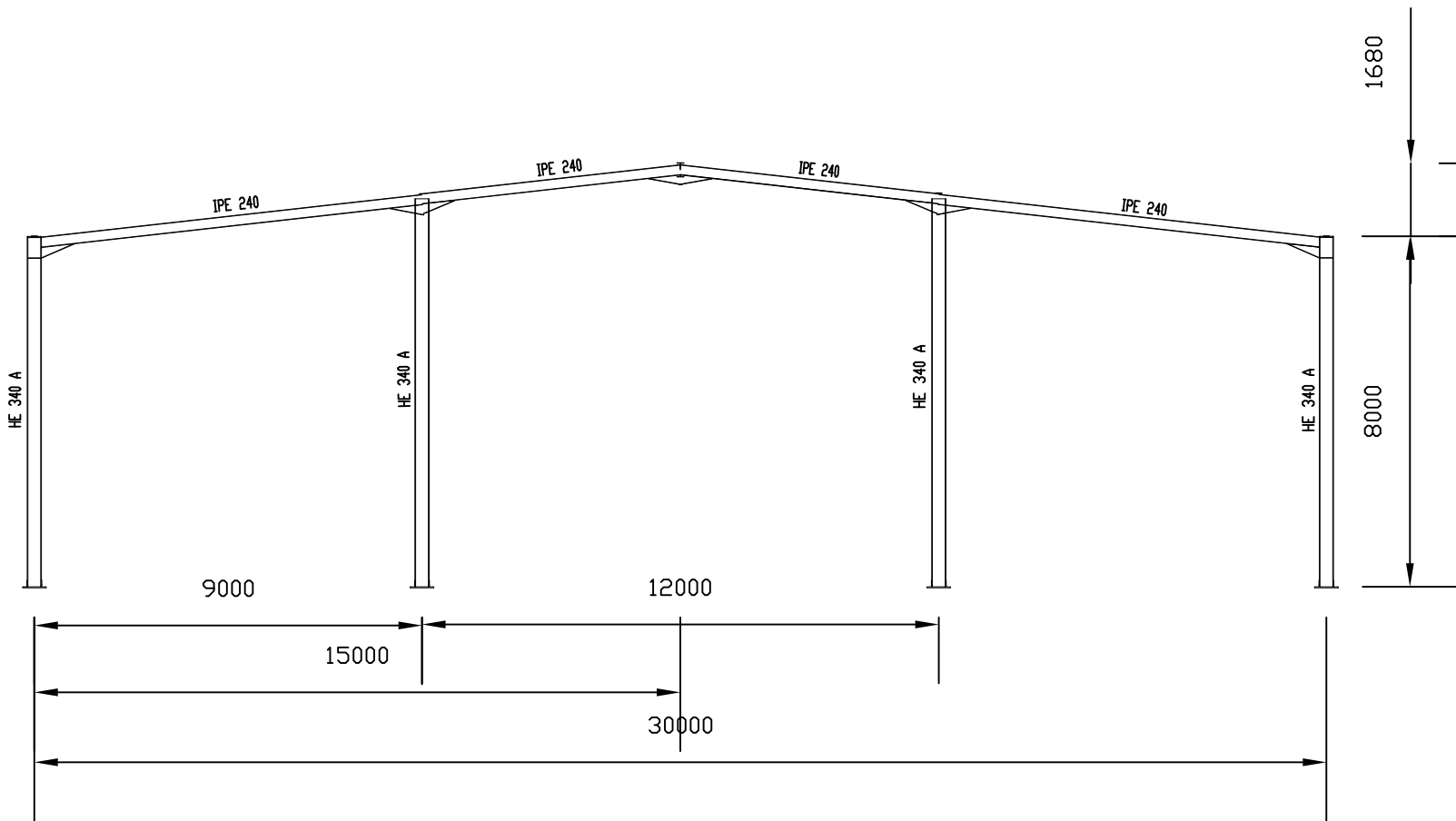
Plano: 2

PÓRTICO INTERIOR PARTE A DOS AGUAS

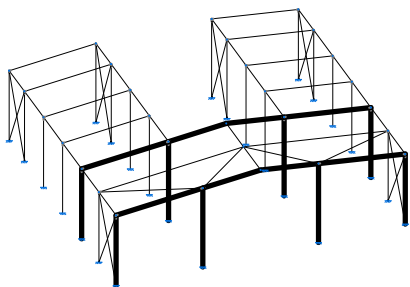
Autor: ANDRÉS MANUEL GONZÁLEZ LANDÍN

ESCALA: 1:100





Cotas en mm



Proyecto: PROYECTO ESTRUCTURAL DE CONSTRUCCIÓN METÁLICA 30 x 28 m
TFG

Situación: POL. IND. 174 PARCELA 156 TORRECILLA, LORCA (MURCIA)

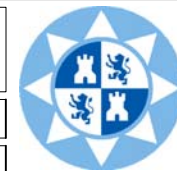
UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE CARTAGENA

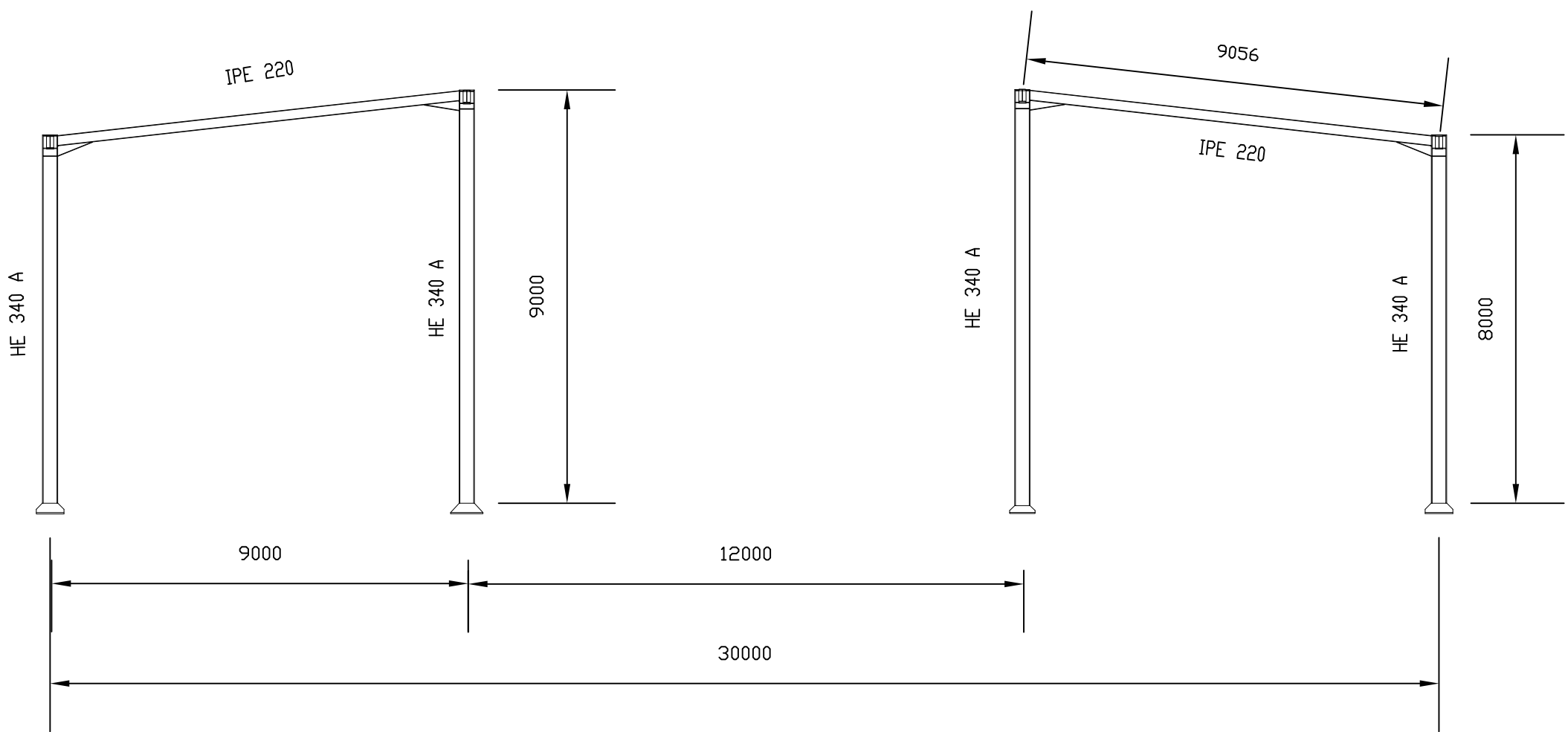
Plano: 3

PÓRTICO FACHADA Y PÓRTICO 3

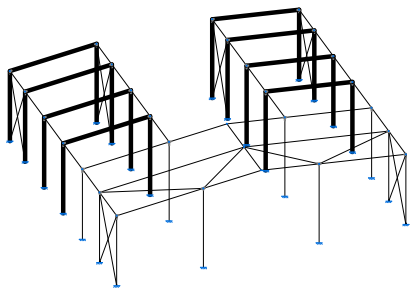
Autor: ANDRÉS MANUEL GONZÁLEZ LANDÍN

ESCALA: 1:100





Cotas en mm



Proyecto: PROYECTO ESTRUCTURAL DE CONSTRUCCIÓN METÁLICA 30 x 28 m
TFG

Situación: POL. IND. 174 PARCELA 156 TORRECILLA, LORCA (MURCIA)

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE CARTAGENA

Plano: 4

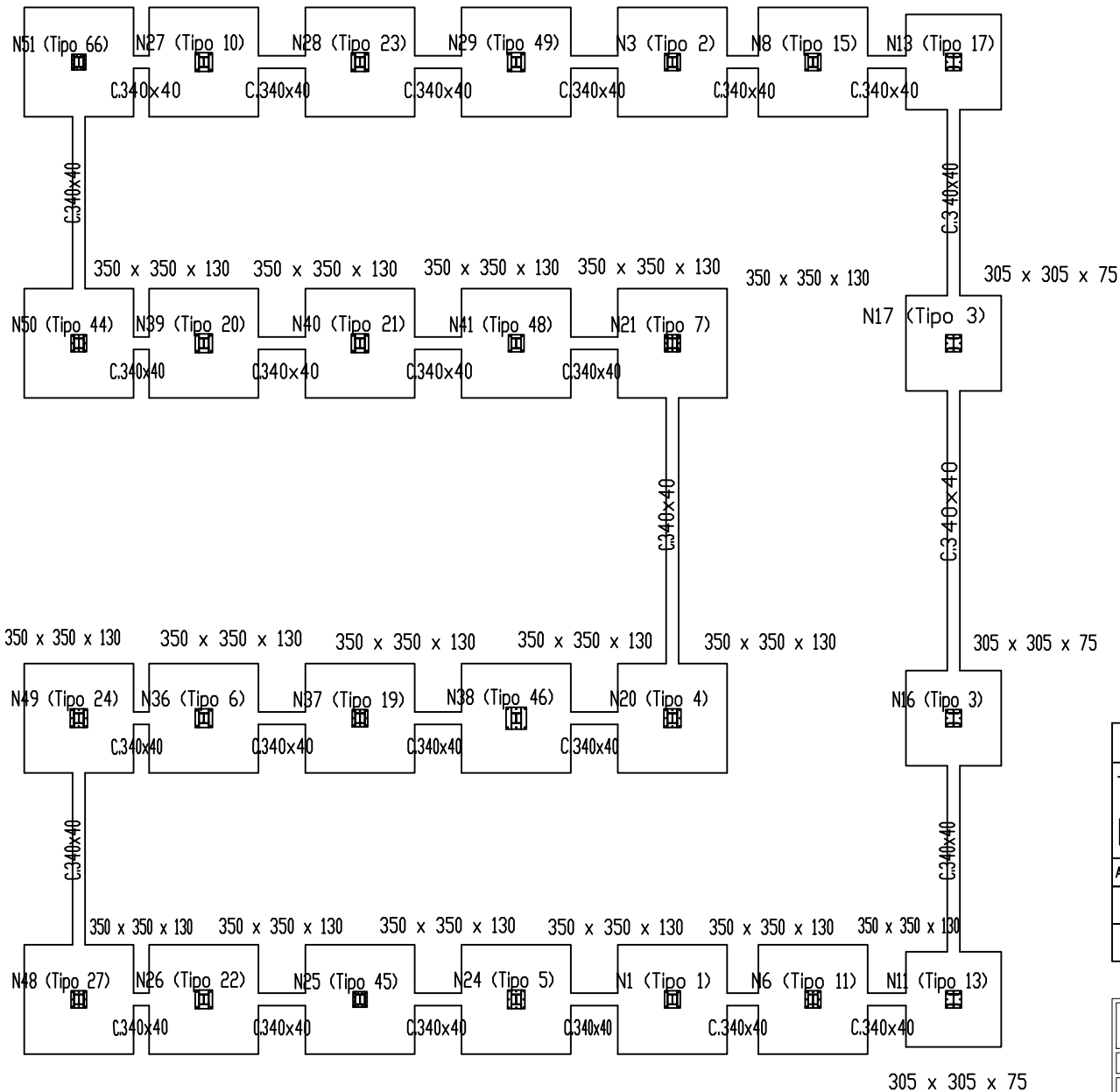
PÓRTICO LATERAL IZQUIERDO Y PÓRTICO LATERAL DERECHO A UN AGUA

Autor: ANDRÉS MANUEL GONZÁLEZ LANDÍN

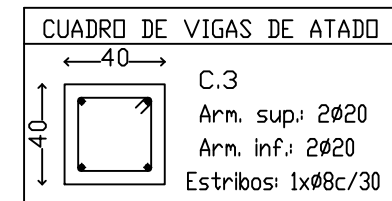
ESCALA: 1:100



350 x 350 x 130 350 x 350 x 130 350 x 350 x 130 350 x 350 x 130 350 x 350 x 130 350 x 350 x 130 305 x 305 x 75



Cuadro de arranques		
Referencias	Pernos de Placas de Anclaje	Dimensión de Placas de Anclaje
N3, N8, N1 y N41	4 Pernos ϕ 25	Placa base (500x550x20)
N13, N11, N6, N16, N17, N37, N50 y N48	8 Pernos ϕ 25	Placa base (500x550x25)
N20, N24 y N49	8 Pernos ϕ 25	Placa base (550x600x30)
N21	8 Pernos ϕ 25	Placa base (500x550x30)
N29, N28, N27, N39, N40, N36 y N26	4 Pernos ϕ 32	Placa base (550x600x22)
N38	6 Pernos ϕ 32	Placa base (650x700x25)
N25	12 Pernos ϕ 20	Placa base (450x500x25)
N51	12 Pernos ϕ 20	Placa base (450x500x22)



Cotas en mm

ESPECIFICACIONES PARA MATERIALES Y HORMIGONES

TIPO DE HORMIGÓN	ARIDO A EMPLEAR		CEMENTO	CONSISTENCIA	RESIST.CARACT.(N/mm ²)
	TIPO DE ARIDO	TAMANO MAX. EN MILIMETROS	TIPO Y CLASE	ASIENTO EN CONO ABRAMS	A LOS 28 DIAS
ARMADO HA-30	Machacado	20	I-32.5	(3 a 7)±2 cm	30

ACERO ESTRUCTURAL CALIDAD S-235 EN CORREAS Y S-275 EN RESTO

ACERO PARA ARMADURAS PASIVAS B 500 SD

Proyecto: PROYECTO ESTRUCTURAL DE CONSTRUCCIÓN METÁLICA 30 x 28 m TFG

Situación: PDL. IND. 174 PARCELA 156 TORRECILLA. LORCA (MURCIA)

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE CARTAGENA

Plano: 5

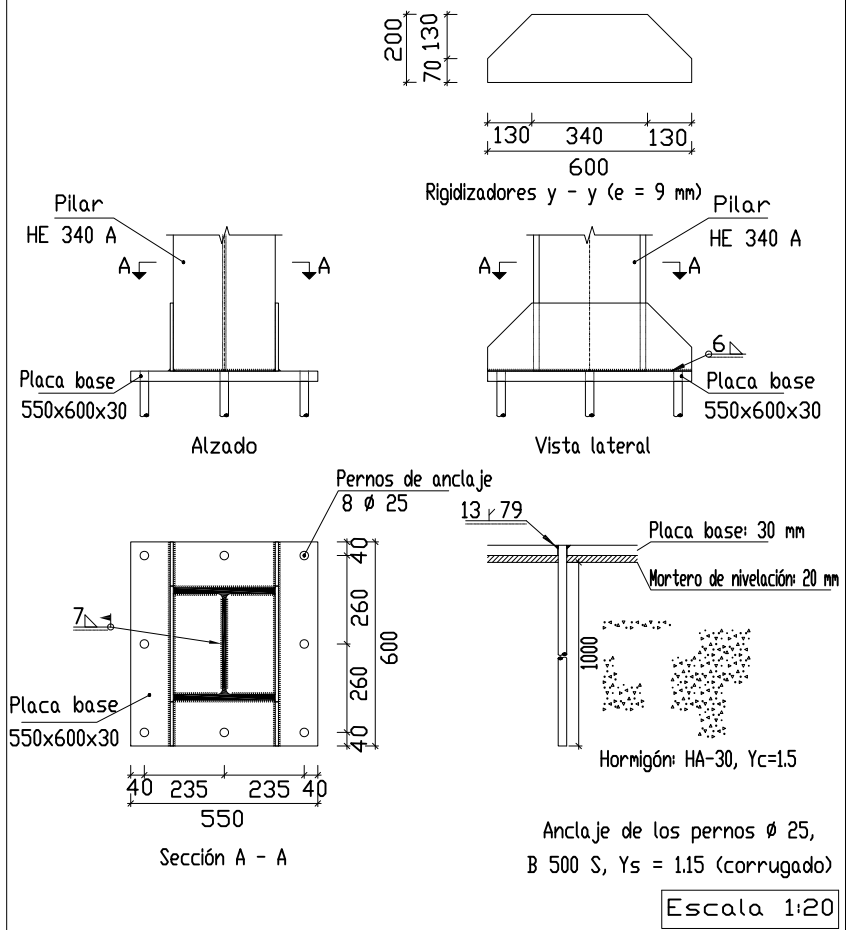
Planta: CIMENTACIÓN

Autor: ANDRÉS MANUEL GONZÁLEZ LANDÍN

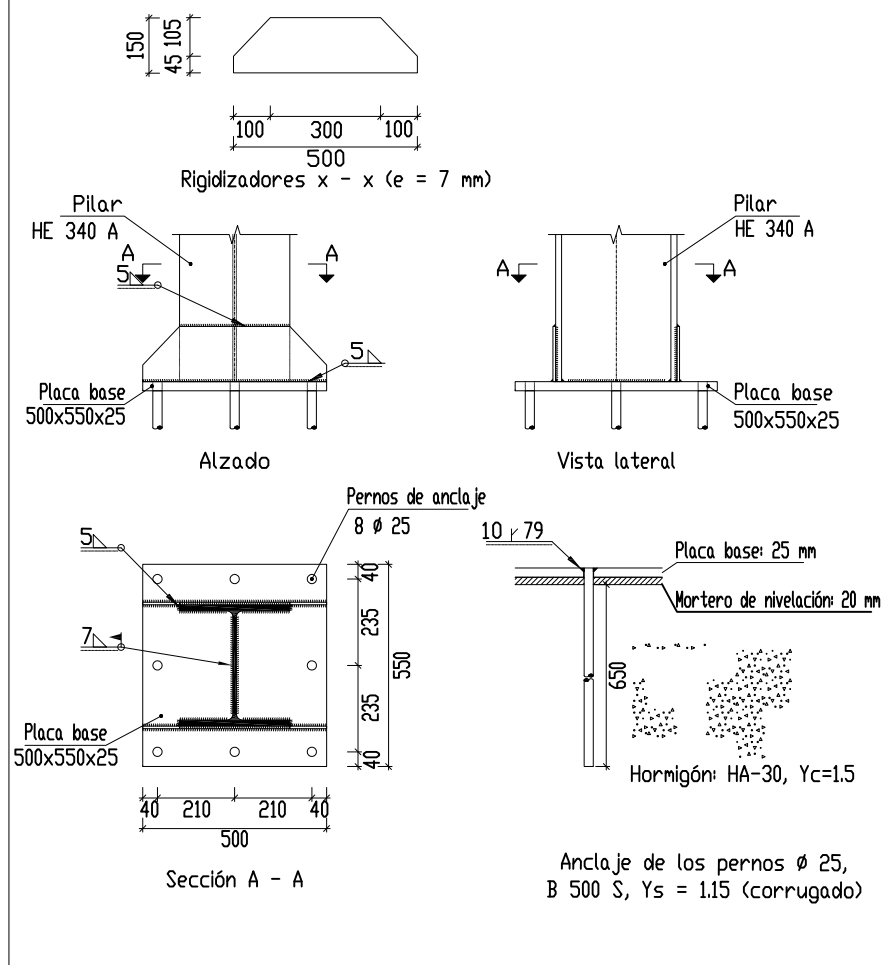
ESCALA: 1:100



DETALLE ANCLAJE PÓRTICO INTERIOR



DETALLE ANCLAJE PÓRTICO DE FACHADA



ESPECIFICACIONES PARA MATERIALES Y HORMIGONES

TIPO DE HORMIGÓN	ARIDO A EMPLEAR		CEMENTO	CONSISTENCIA	RESIST.CARACT.(N/mm ²)
	TIPO DE ARIDO	TAMANO MAX. EN MILIMETROS	TIPO Y CLASE	ASIENTO EN CONO ABRAMS	A LOS 28 DIAS
ARMADO HA-30	Machacado	20	I-32.5	(3 a 7)±2 cm	30
ACERO ESTRUCTURAL CALIDAD S-235 EN CORREAS Y S-275 EN RESTO					
ACERO PARA ARMADURAS PASIVAS B 500 SD					

Proyecto: PROYECTO ESTRUCTURAL DE CONSTRUCCIÓN METÁLICA 30 x 28 m TFG

Situación: POL. IND. 174 PARCELA 156 TORRECILLA. LORCA (MURCIA)

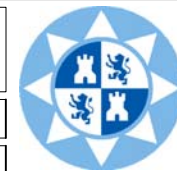
UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE CARTAGENA

Plano: 6

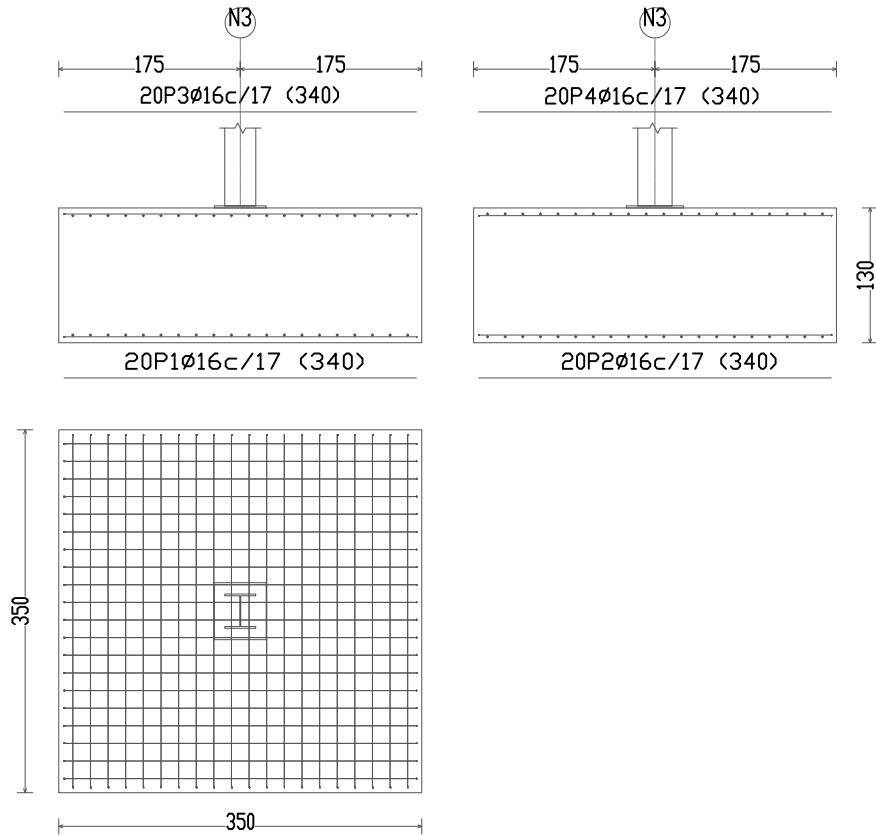
ANCLAJES PILAR-CIMENTACIÓN

Autor: ANDRÉS MANUEL GONZÁLEZ LANDÍN

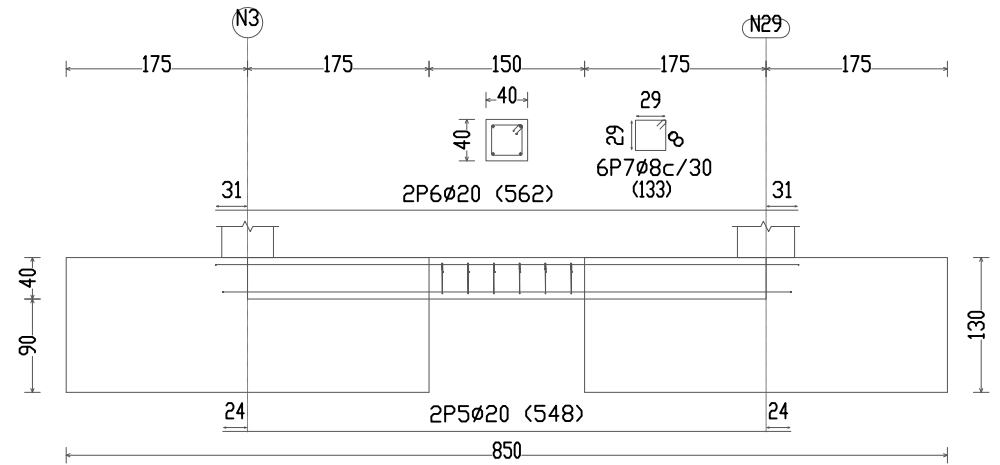
ESCALA: 1:20



ZAPATA TIPO PÓRTICO INTERIOR (EJ: N3)



VIGA DE ATADO



Cotas en mm

ESPECIFICACIONES PARA MATERIALES Y HORMIGONES

TIPO DE HORMIGÓN	ARIDO A EMPLEAR		CEMENTO	CONSISTENCIA	RESIST.CARACT.(N/mm ²)
	TIPO DE ARIDO	TAMANO MAX. EN MILIMETROS	TIPO Y CLASE	ASIENTO EN CONO ABRAMS	A LOS 28 DIAS
ARMADO HA-30	Machacado	20	I-32.5	(3 a 7)±2 cm	30
ACERO ESTRUCTURAL CALIDAD S-235 EN CORREAS Y S-275 EN RESTO					
ACERO PARA ARMADURAS PASIVAS B 500 SD					

Proyecto: PROYECTO ESTRUCTURAL DE CONSTRUCCIÓN METÁLICA 30 x 28 m TFG

Situación: POL. IND. 174 PARCELA 156 TORRECILLA, LORCA (MURCIA)

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE CARTAGENA

Plano: 7

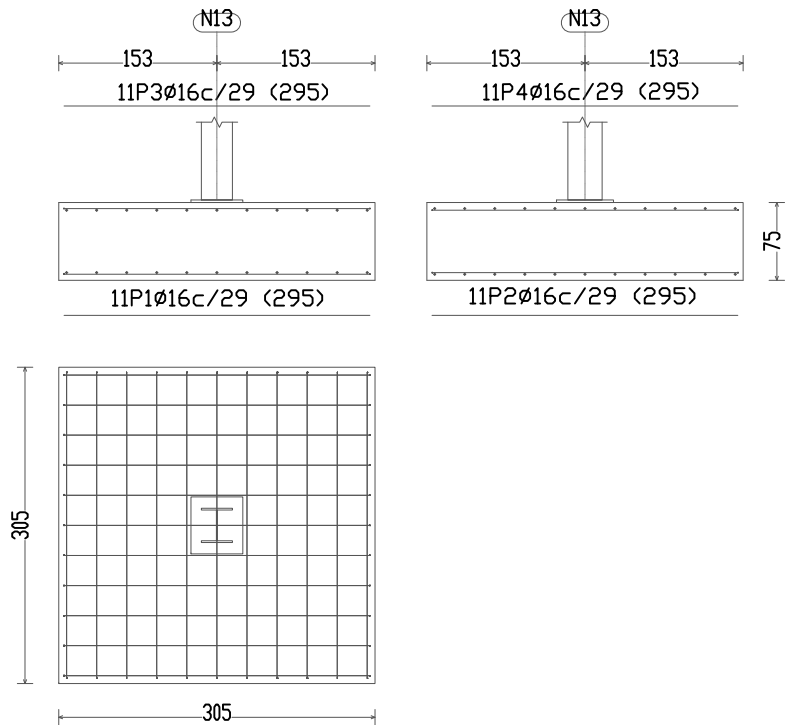
ZAPATA TIPO PÓRTICO INTERIOR Y VIGA DE ATADO

Autor: ANDRÉS MANUEL GONZÁLEZ LANDÍN

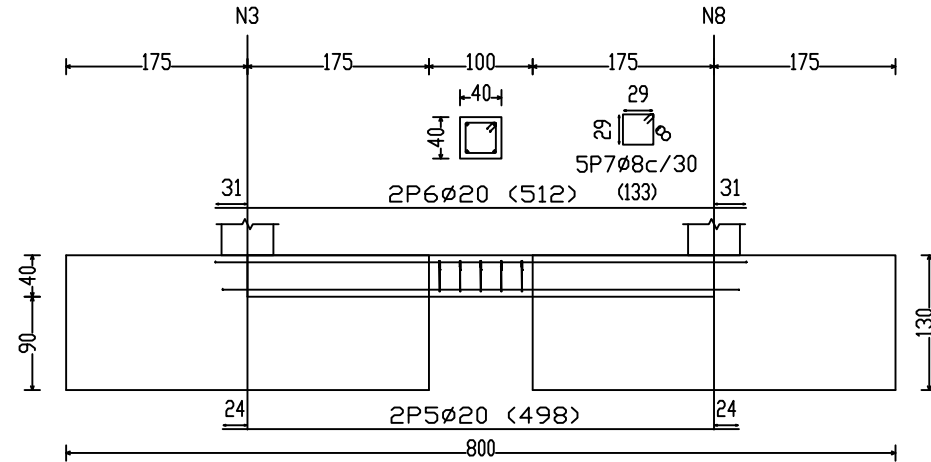
ESCALA: 1:20



ZAPATA TIPO PÓRTICO DE FACHADA (EJ: N13)



VIGA DE ATADO



Cotas en mm

ESPECIFICACIONES PARA MATERIALES Y HORMIGONES

TIPO DE HORMIGÓN	ARIDO A EMPLEAR		CEMENTO	CONSISTENCIA	RESIST.CARACT.(N/mm ²)
	TIPO DE ARIDO	TAMANO MAX. EN MILIMETROS	TIPO Y CLASE	ASIENTO EN CONO ABRAMS	A LOS 28 DIAS
ARMADO HA-30	Machacado	20	I-32.5	(3 a 7)±2 cm	30
ACERO ESTRUCTURAL CALIDAD S-235 EN CORREAS Y S-275 EN RESTO					
ACERO PARA ARMADURAS PASIVAS B 500 SD					

Proyecto: PROYECTO ESTRUCTURAL DE CONSTRUCCIÓN METÁLICA 30 x 28 m TFG

Situación: POL. IND. 174 PARCELA 156 TORRECILLA, LORCA (MURCIA)

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE CARTAGENA

Plano: 8

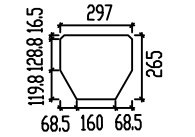
ZAPATA TIPO PÓRTICO DE FACHADA Y VIGA DE ATADO

Autor: ANDRÉS MANUEL GONZÁLEZ LANDÍN

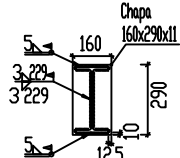
ESCALA: 1:20



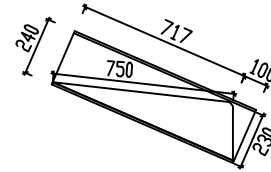
UNIÓN SOLDADA N22 Y N23



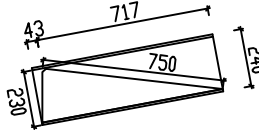
Rigidizador 297x265x12
(68+161+68x119+146x12)



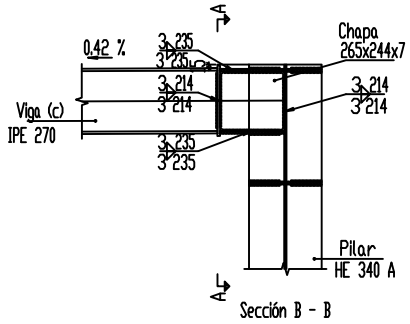
Detalle de soldaduras: Viga (c)
IPE 270 a chapa frontal



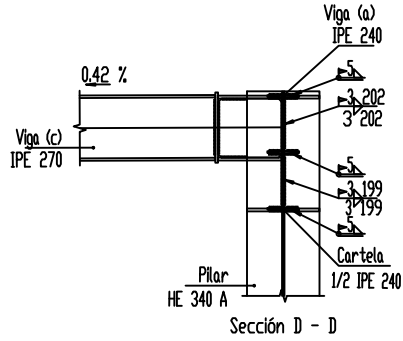
Viga (b): detalle de la cartela (1/2 IPE 240)



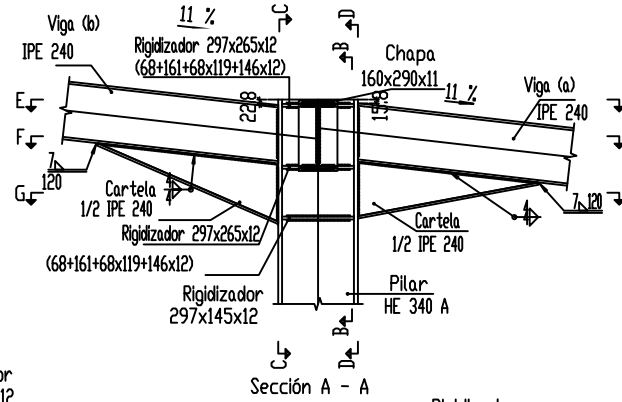
Viga (a): detalle de la cartela (1/2 IPE 240)



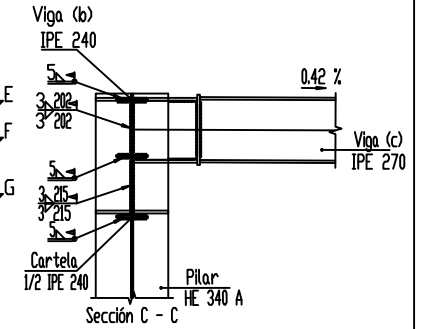
Sección B - B



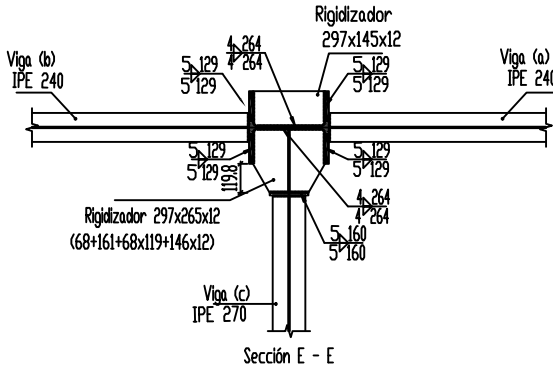
Sección D - D



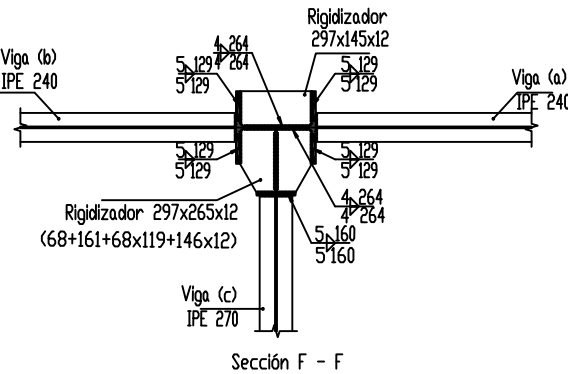
Sección A - A



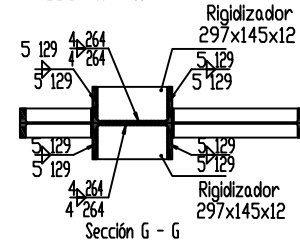
Sección C - C



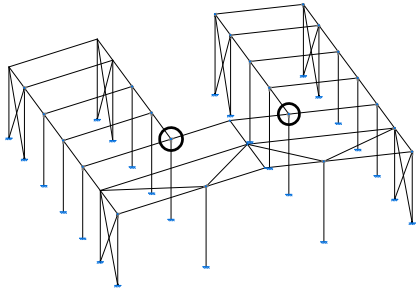
Sección E - E



Sección F - F



Sección G - G



Cotas en mm

Proyecto: PROYECTO ESTRUCTURAL DE CONSTRUCCIÓN METÁLICA 30 x 28 m
TFG

Situación: PDL. IND. 174 PARCELA 156 TORRECILLA. LORCA (MURCIA)

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE CARTAGENA

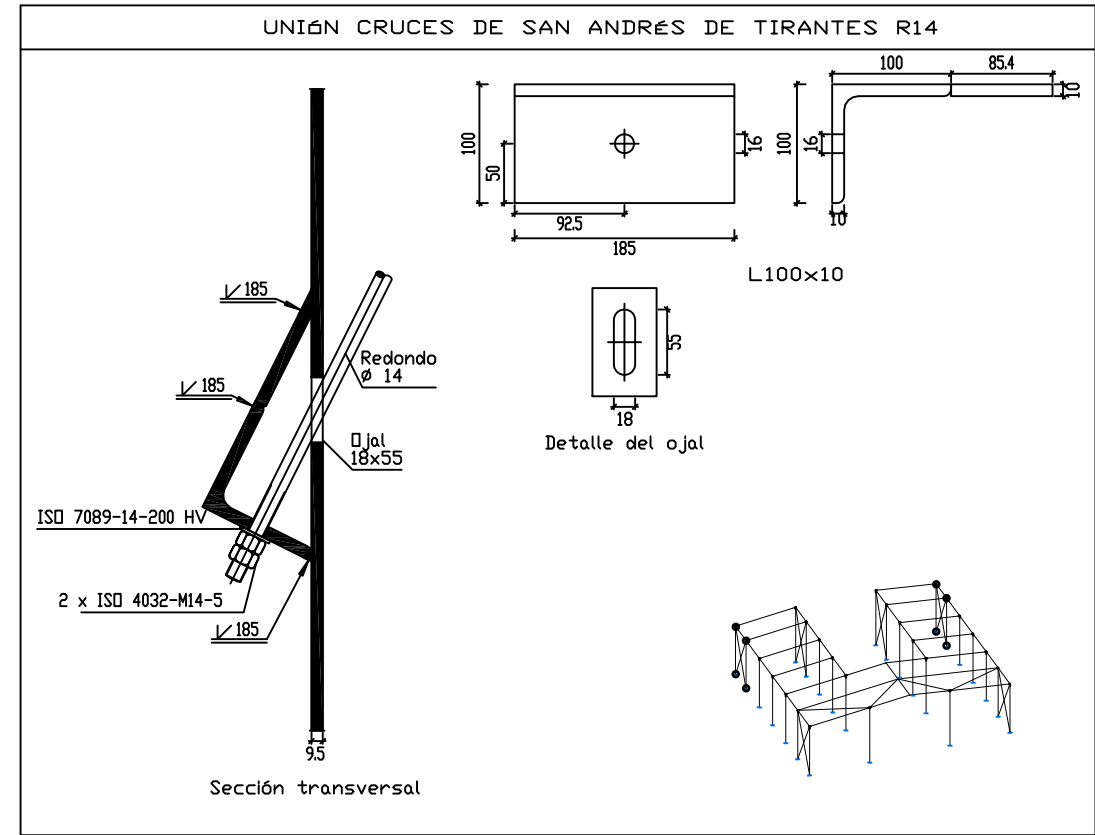
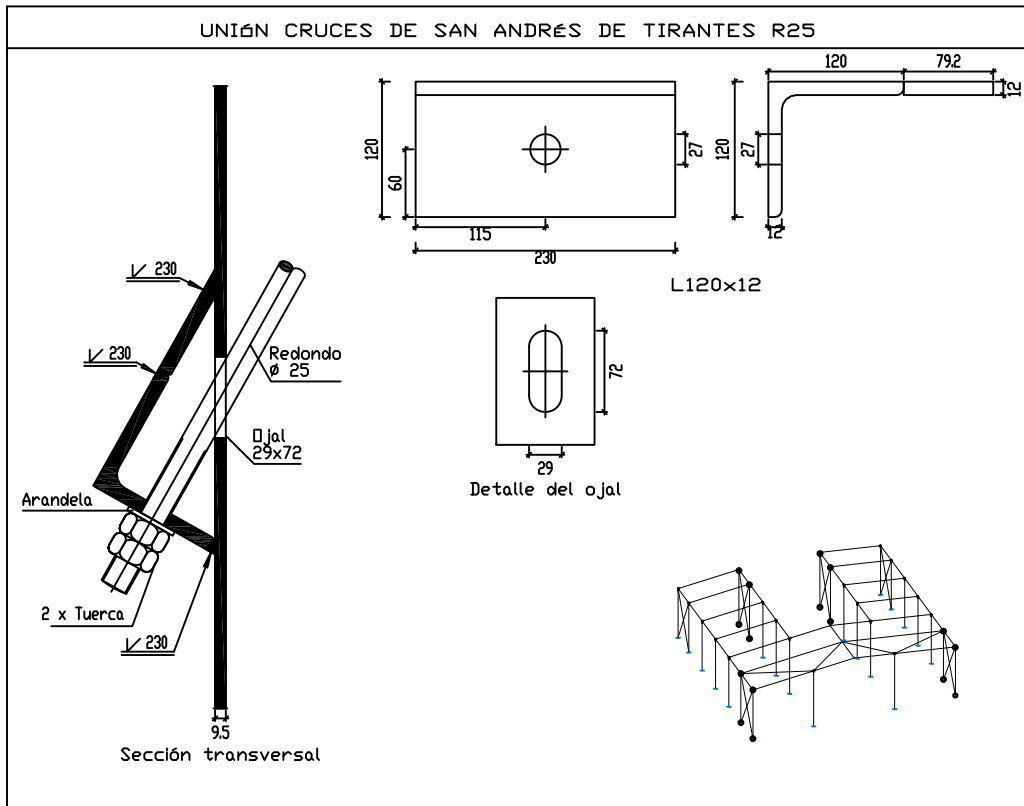
Plano: 9

UNIÓN SOLDADA N22 Y N23

Autor: ANDRÉS MANUEL GONZÁLEZ LANDÍN

ESCALA:
1:20





Cotas en mm

Proyecto: PROYECTO ESTRUCTURAL DE CONSTRUCCIÓN METÁLICA 30 x 28 m
TFG

Situación: POL. IND. 174 PARCELA 156 TORRECILLA, LORCA (MURCIA)

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE CARTAGENA

Plano: 10

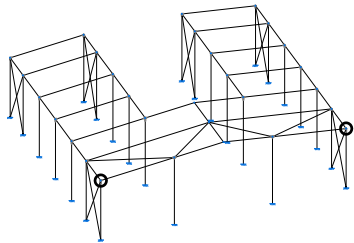
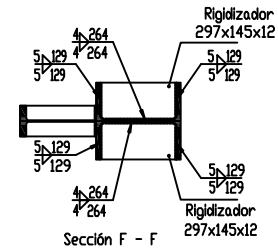
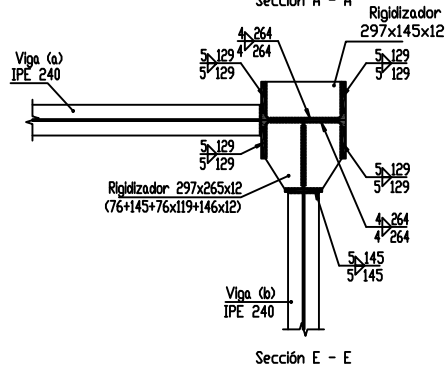
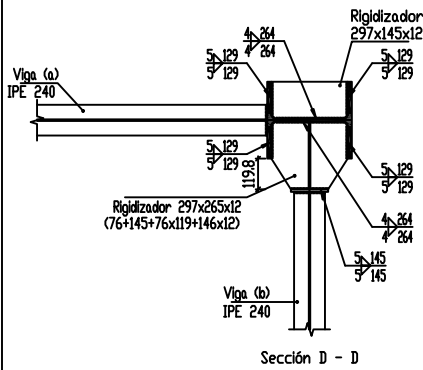
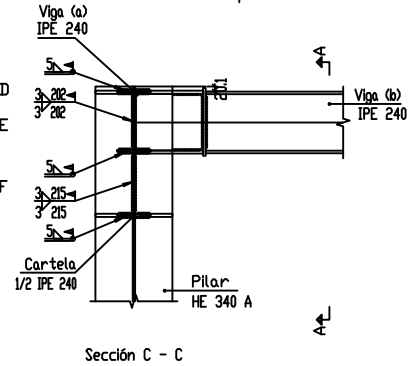
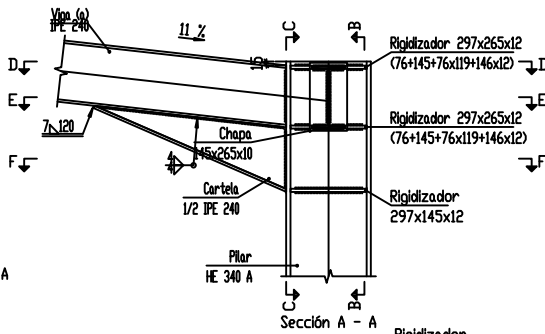
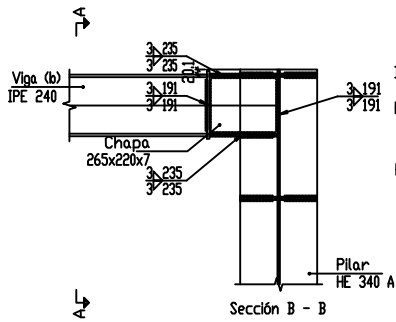
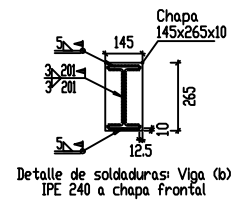
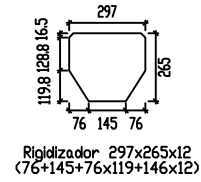
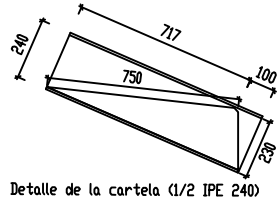
UNIONES CRUCES DE SAN ANDRÉS TIRANTES R25 Y R14

Autor: ANDRÉS MANUEL GONZÁLEZ LANDÍN

ESCALA: 1:5



UNIONES ESQUINAS DE FACHADA N12 Y N14



Cotas en mm

Proyecto: PROYECTO ESTRUCTURAL DE CONSTRUCCIÓN METÁLICA 30 x 28 m
TFG

Situación: PDL. IND. 174 PARCELA 156 TORRECILLA. LORCA (MURCIA)

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE CARTAGENA

Plano: 11

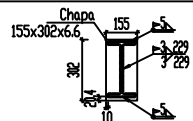
UNIONES DE ESQUINA DE FACHADA N12 Y N14

Autor: ANDRÉS MANUEL GONZÁLEZ LANDÍN

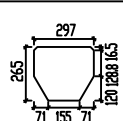
ESCALA: 1:20



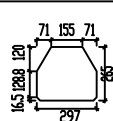
UNIÓN TIPO VIGA DE ATADO PERIMETRAL



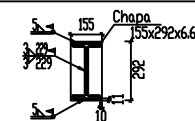
Detalle de soldaduras: Viga (c) IPE 270 a chapa frontal



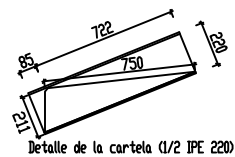
Rigidizador 297x265x12 (71+155+71x120+145x12)



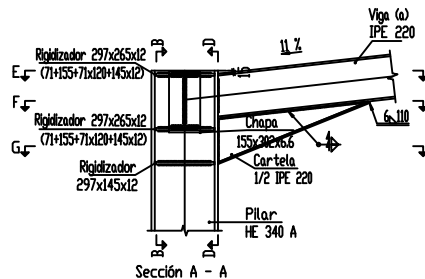
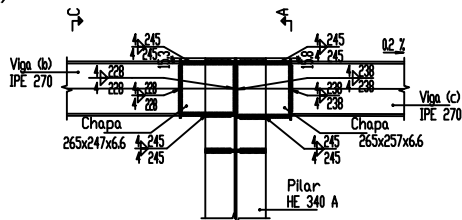
Rigidizador 297x265x12 (71+155+71x120+145x12)



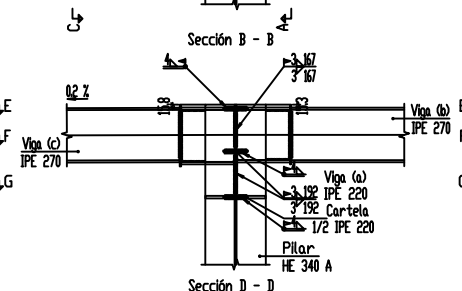
Detalle de soldaduras: Viga (b) IPE 270 a chapa frontal



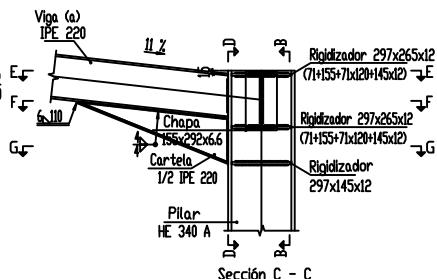
Detalle de la cartela 1/2 IPE 220



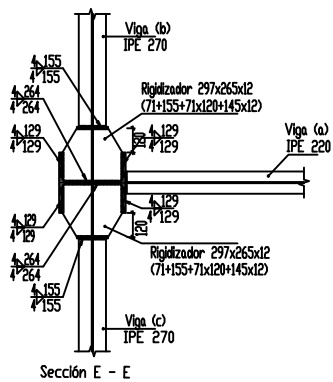
Sección A - A



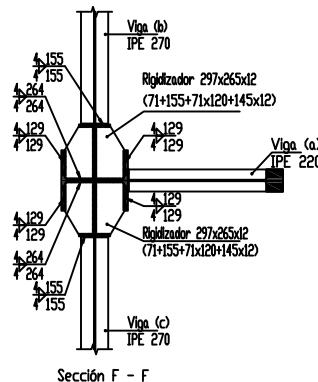
Sección B - B



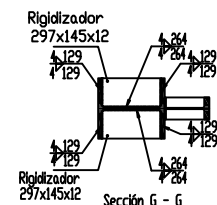
Sección C - C



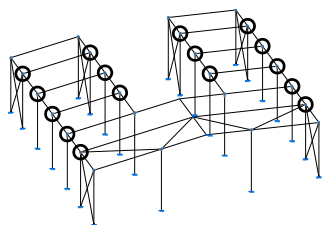
Sección E - E



Sección F - F



Sección G - G

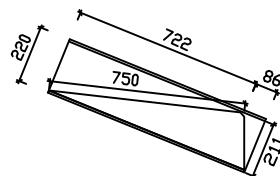


Cotas en mm

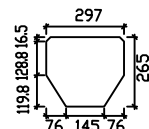
Proyecto: PROYECTO ESTRUCTURAL DE CONSTRUCCIÓN METÁLICA 30 x 28 m TFG	
Situación: POL. IND. 174 PARCELA 156 TORRECILLA. LORCA (MURCIA)	
UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE CARTAGENA	
Plano: 12	UNIÓN TIPO DE VIGA DE ATADO PERIMETRAL
Autor: ANDRÉS MANUEL GONZÁLEZ LANDÍN	ESCALA: 1:20



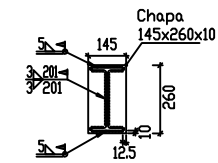
UNIONES SOLDADAS ESQUINAS PARTE TRASERA N52, N53, N54 Y N55



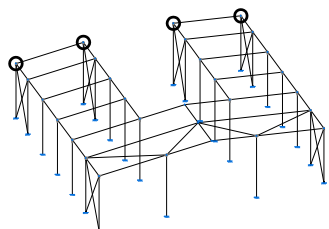
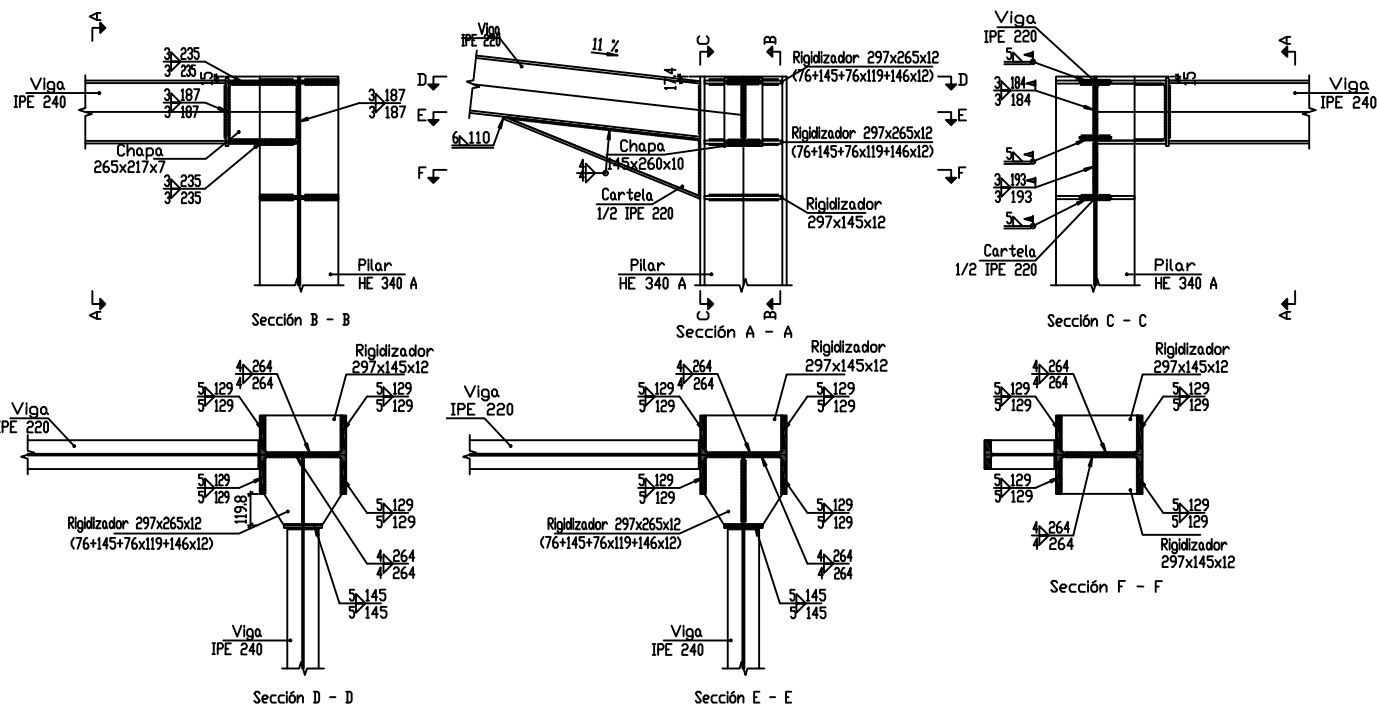
Detalle de la cartela (1/2 IPE 220)



Rigidizador 297x265x12
(76+145+76x119+146x12)



Detalle de soldaduras: Viga IPE 240 a chapa frontal

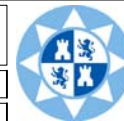


Cotas en mm

Proyecto: PROYECTO ESTRUCTURAL DE CONSTRUCCIÓN METÁLICA 30 x 28 m TFG

Situación: PDL. IND. 174 PARCELA 156 TORRECILLA. LORCA (MURCIA)

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE CARTAGENA



Plano: 13

UNIONES SOLDADAS DE ESQUINAS TRASERAS N52, N53, N54 Y N55

Autor: ANDRÉS MANUEL GONZÁLEZ LANDÍN

ESCALA: 1:20