



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



ESCUELA TÉCNICA
SUPERIOR INGENIEROS
INDUSTRIALES VALENCIA

TRABAJO FIN DE GRADO EN INGENIERÍA EN TECNOLOGÍAS INDUSTRIALES

DISEÑO Y CÁLCULO DE LA ESTRUCTURA PORTANTE DE UN EDIFICIO DE OFICINAS DE DOS ALTURAS, CON UNA SUPERFICIE DE 1080 m² POR PLANTA, SITUADO EN ONDA (CASTELLÓN)

AUTORA: NAYARA ANTÓN AZNAR

TUTOR: ANDRÉS LAPUEBLA FERRI

COTUTORA: ANA ESPINÓS CAPILLA

Curso Académico: 2018-19

RESUMEN

En el presente proyecto se lleva a cabo el diseño y cálculo de la estructura portante de un edificio de dos alturas, con una superficie de 1080 m² por planta, situado en Onda (Castellón). El edificio de carácter administrativo presenta una estructura metálica formada por pilares, vigas y losas alveolares de hormigón pretensado.

Además, se calcula la cimentación necesaria para el presente edificio y se escogen los elementos constructivos, tales como los tabiques y cerramientos necesarios para la completa definición y cálculo de la edificación.

Por último, se realiza el presupuesto de la obra y los planos que describen todas sus características, así como también su emplazamiento.

Todo este proceso se basa en la aplicación de las prescripciones establecidas por el Código Técnico de la Edificación (CTE), así como la Instrucción de Hormigón Estructural (EHE). Cabe destacar la aplicación en este Trabajo de Final de Grado de todos los conocimientos adquiridos a lo largo del mismo, en concreto los de asignaturas como estructuras, resistencia de materiales, tecnología de la construcción y proyectos.

Para el cálculo estructural se ha empleado el software CYPE 3D donde se implementa la estructura para obtener los resultados pertinentes.

Palabras clave: estructura metálica, edificio administrativo, diseño estructural.

RESUM

En el present projecte es du a terme el disseny i càlcul de l'estructura portant d'un edifici de dos altures, amb una superfície de 1080 m² per planta, situat en Onda (Castelló). L'edifici de caràcter administratiu presenta una estructura metàl·lica formada per pilars, bigues i lloses alveolars de formigó pretensat.

A més, es calcula la fonamentació necessària per al present edifici i es trien els elements constructius, com ara els barandats i tancaments necessaris per a la completa definició i càlcul de l'edificació.

Finalment, es realitza el pressupost de l'obra i els plans que descriuen totes les seues característiques, així com també el seu emplaçament.

Tot aquest procés es basa en l'aplicació de les prescripcions establides per el Codi Tècnic de l'Edificació (CTE), així com la Instrucció de Formigó Estructural (EHE). Cal destacar l'aplicació en aquest Treball de Final de Grau de tots els coneixements adquirits al llarg del mateix, en concret els d'assignatures com estructures, resistència de materials, tecnologia de la construcció i projectes.

Per al càlcul estructural s'ha empleat el software CYPE 3D on s'implementa l'estructura per a obtenir els resultats pertinents.

Paraules clau:estructura metàl·lica, edifici administratiu, diseny estructural.

ABSTRACT

In this project, the design and calculation of the supporting structure of a two storey office building is carried out, with a floor area of 1080 m², located in Onda (Castellón). The administrative building made up of a steel structure consisting of columns, beams and precast concrete hollow core slabs.

In addition, the necessary foundations are calculated and the constructive elements are chosen, such as partitions and walls necessary for the complete definition and calculation of the building.

Finally, the budget of the project and the plans that describe its main characteristics, as well as its location, are developed.

This whole process is based on the application of the regulations established by the Spanish design codes “Código Técnico de la Edificación” (CTE) and “Instrucción de Hormigón Estructural” (EHE).

It is worth noting the application in this Bachelor’s Degree Project of all the knowledge acquired, specifically in subjects such as structures, strength of materials, construction technology and projects.

The software CYPE 3D has been used for the structural calculation, where the structure is defined to obtain the relevant results.

Keywords: steel structure, office building, structural design.

Índice

1. MEMORIA.....	6
1. ANTECEDENTES.....	6
1.1. OBJETO DEL TRABAJO.....	6
1.2. ALCANCE.....	6
1.3. JUSTIFICACIÓN.....	6
1.4. MOTIVACIÓN.....	6
2. EMPLAZAMIENTO.....	7
2.1. DESCRIPCIÓN DEL EMPLAZAMIENTO.....	7
2.2. CARACTERÍSTICAS DE LA PARCELA.....	7
2.3. ESTUDIO GEOTÉCNICO.....	8
3. DESCRIPCIÓN GENERAL DEL EDIFICIO.....	9
3.1. SUPERFÍCIES Y VOLÚMENES.....	9
3.2. DESCRIPCIÓN DEL USO DEL EDIFICIO.....	9
3.3. ELEMENTOS CONSTRUCTIVOS.....	10
4. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA.....	11
4.1. ACTUACIONES PREVIAS.....	11
4.2. ALTERNATIVAS.....	12
4.3. JUSTIFICACIÓN DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA.....	12
4.4. CIMENTACIÓN.....	13
4.5. ESTRUCTURA.....	15
4.6. FORJADO.....	16
5. NORMATIVA DE APLICACIÓN.....	17
6. BIBLIOGRAFÍA.....	18
2. ANEXO DEL CÁLCULO ESTRUCTURAL.....	19
1. ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	19
1.1. SOFTWARE EMPLEADO.....	19
2. MATERIALES.....	19
2.1. ACERO.....	19
2.2. HORMIGÓN.....	20
3. ACCIONES.....	21
3.1. ACCIONES PERMANENTES.....	21
3.2. ACCIONES VARIABLES.....	23
3.3. ACCIONES ACCIDENTALES.....	27
3.4. BASES DE CÁLCULO.....	28
3.5. COMBINACIONES DE ACCIONES.....	30
4. PREDIMENSIONADO.....	32
4.1. PREDIMENSIONADO DEL CANTO DEL FORJADO.....	32
4.2. PREDIMENSIONADO DE LA ESTRUCTURA.....	36
5. DIMENSIONADO DE LA ESTRUCTURA.....	38
5.1. DIMENSIONADO DE LOS PILARES.....	38
5.2. DIMENSIONADO DE VIGAS.....	50
5.3. DIMENSIONADO CRUCES DE SAN ANDRÉS.....	59
5.4. CIMENTACIÓN.....	61
3. MEDICIONES Y PRESUPUESTO.....	72

3.1.	<i>CAPÍTULO 1: ACONDICIONAMIENTO DEL TERRENO</i>	72
3.2.	<i>CAPÍTULO 2: CIMENTACIONES</i>	73
3.3.	<i>CAPÍTULO 3: ESTRUCTURAS METÁLICAS</i>	74
3.4.	<i>CAPÍTULO 4: FACHADAS</i>	76
3.5.	<i>CAPÍTULO 5: CUBIERTA</i>	77
3.6.	<i>CAPÍTULO 6: FORJADO Y SOLADO</i>	77
3.7.	<i>PRESUPUESTO DE EJECUCIÓN MATERIAL (PEC)</i>	78
3.8.	<i>PRESUPUESTO DE EJECUCIÓN POR CONTRATA</i>	78
3.9.	<i>PRESUPUESTO BASE DE LICITACIÓN</i>	78
3.10.	<i>ANÁLISIS DEL PRESUPUESTO</i>	78
4.	PLANOS	79

1. MEMORIA

1. ANTECEDENTES

1.1. OBJETO DEL TRABAJO

El objeto de este Trabajo de Final de Grado es el diseño y cálculo de un edificio de oficinas de dos alturas de estructura metálica ubicado en Onda (Castellón).

Para ello se determina la mejor distribución de los pilares, así como también se decide la dirección más conveniente del forjado de placas alveolares de hormigón pretensado, para posteriormente llevar a cabo el dimensionado de pilares y vigas que sean capaces de resistir los esfuerzos a los que se encuentran sometidos. Además, se calcula la cimentación, la cual tiene un papel muy importante ya que debe absorber estos esfuerzos y transmitirlos al terreno.

1.2. ALCANCE

El alcance del presente proyecto es el dimensionado de pilares y vigas, así como el forjado y la cimentación.

No se llega a calcular la resistencia al fuego ni la acción sísmica, se limita al cálculo estructural bajo acciones no extraordinarias.

1.3. JUSTIFICACIÓN

Dicha estructura es de ámbito administrativo muy demandada por empresas de cualquier ámbito con facilidad de implementación en cualquier lugar. Esto hace que sea un proyecto viable en la ubicación seleccionada, ya que se emplazará en una parcela del polígono industrial 'El Colador' donde quedan reunidos este tipo de edificaciones.

Así pues, se escoge el presente edificio de oficinas ya que cualquier empresa de distinto sector necesita este tipo de estructura para llevar a cabo las labores administrativas auxiliares. Por lo tanto, tiene una demanda elevada que hace que sea un proyecto de desarrollo adecuado.

1.4. MOTIVACIÓN

El interés por las asignaturas de Tecnología de la Construcción, Estructuras o Resistencia de materiales conlleva que dicho Trabajo de Final de Grado permita poner en práctica aquellos conocimientos adquiridos, así como el aprendizaje del programa CYPE3D, que facilita la adjudicación de competencias en el uso de herramientas para el cálculo estructural.

La principal motivación para llevar a cabo este proyecto se debe a la necesidad de implementación de este tipo de estructuras en ámbitos industriales y administrativos, para el desarrollo de productos de las diferentes empresas.

Por ello, se ha seleccionado un edificio de dichas características donde se puede poner en práctica aquello que se ha ido aprendiendo a lo largo del Grado.

2. EMPLAZAMIENTO

2.1. DESCRIPCIÓN DEL EMPLAZAMIENTO

El edificio administrativo de estructura metálica se encuentra ubicado en el polígono industrial 'El Colador' en Onda (Castellón). Además de ser una zona adecuada para el uso del presente proyecto, se encuentra bien ubicado junto a la CV-20, a 6 Km de la CV-10 y a 15km de la autopista AP-7, siendo así un lugar de fácil acceso.

2.2. CARACTERÍSTICAS DE LA PARCELA

Se trata de una parcela de 1.523,79 m² con forma irregular que se encuentra en venta, cuya información ha sido extraída a través de SEPES [9]. Se observa la localización de dicha parcela en la Figura 1, donde se emplazará el edificio de dos alturas.



Figura 1. Emplazamiento de la edificación. Fuente: www.sepes.es

En la siguiente ilustración se muestra el emplazamiento del polígono industrial 'El Colador' donde se ubica la parcela descrita anteriormente.



Figura 2. Localización de la edificación. Fuente: www.sepes.es

En la figura que aparece seguidamente encontramos la parcela hallada en el catastro, donde viene especificado que se trata de un suelo sin edificar.

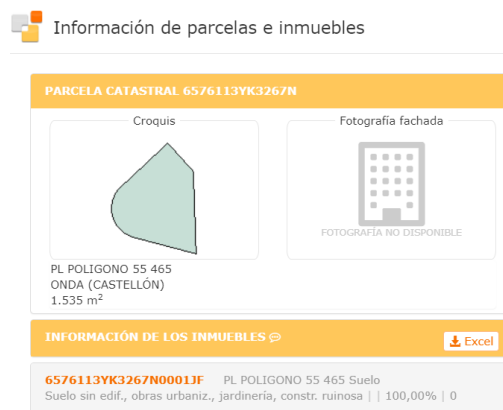


Figura 3. Parcela catastral donde se ubica la edificación. Fuente: www.sedecatastro.gob.es

Según la normativa urbanística del ayuntamiento de Onda [8], la parcela mínima edificable debe tener 500 m², en el presente proyecto la parcela posee 1.535 m². Además, la altura máxima para este tipo de edificaciones es de 10 m hasta asiento de forjado o armaduras de cubierta, criterio cumplido en dicho edificio ya que su altura total es de 8 m. Por último, cabe destacar que el máximo coeficiente de ocupación es de un 80%.

2.3. ESTUDIO GEOTÉCNICO

El estudio geotécnico contiene los datos característicos de la parcela que nos permiten verificar la viabilidad de dicho terreno para el edificio que se va a emplazar. Esto es necesario para realizar el cálculo de la cimentación. Se considera un terreno de arena densa con una tensión equivalente de 0,2 MPa.

3. DESCRIPCIÓN GENERAL DEL EDIFICIO

3.1. SUPERFÍCIES Y VOLÚMENES

El presente edificio consta de dos plantas cuya longitud es de 36 metros, con un ancho de 30 metros, obteniendo así una superficie por planta de 1080 m². Cada planta posee una altura de 4 metros que al multiplicarla por la superficie nos da como resultado un volumen por planta de 4320 m³. Así pues, el volumen del edificio de 8 metros de altura total es de 8640 m³.

Cada planta está formada por 30 pilares con distribución regular.

3.2. DESCRIPCIÓN DEL USO DEL EDIFICIO

El edificio consta de dos plantas y una azotea no transitable. En la primera se encuentran más zonas comunes y de descanso (áreas de mesas, vestíbulo, etc), además de áreas de exposición. En la segunda planta, a la cual se puede acceder mediante escaleras o un ascensor, encontramos una distribución de oficinas, despachos y diferentes áreas de trabajo.

Con esta distribución se pretende conseguir una zona de trabajo eficiente alejada de la zona de descanso de la primera altura, lo cual favorece la finalidad para la cual ha sido diseñada dicha estructura.

También dispondrá de unas escaleras de emergencia, un factor muy importante para la seguridad de las personas, garantizando la evacuación de éstas.

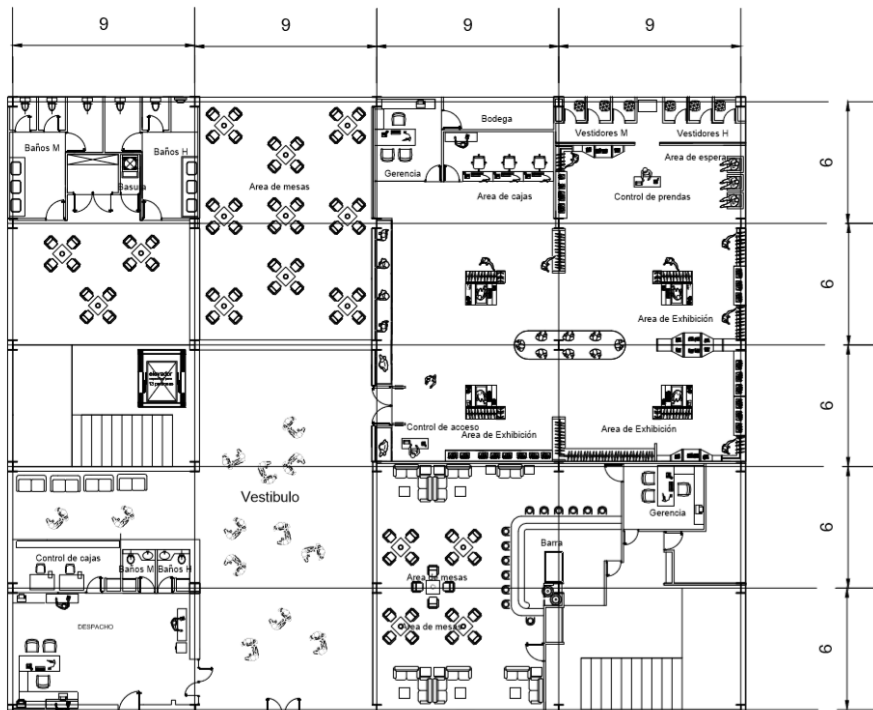


Figura 4. Distribución planta baja. Obtenido en Plano de distribución en planta, planta baja.

3.3. ELEMENTOS CONSTRUCTIVOS

Los elementos constructivos son cada uno de los componentes no estructurales que conforman una construcción como la del presente proyecto.

Algunos de los elementos constructivos que componen el edificio que se está describiendo son:

- Cubiertas: Se usan para proteger a la edificación de la lluvia, el viento y la nieve. La cubierta seleccionada es una cubierta plana no transitable, no ventilada, autoprotegida de tipo convencional compuesta de arcilla expandida, vertida en seco y consolidada en su superficie con lechada de cemento. Además, cuenta con aislamiento térmico e impermeabilización monocapa adherida.



Figura 5. Cubierta plana, recrecida, con impermeabilización vista protegida.

- Solado: se utiliza como revestimiento del suelo. En este caso se selecciona terrazo sobre mortero de 50 mm de espesor.



Figura 6. Terrazo sobre mortero, 50mm de espesor.

- Tabiquería: este elemento constructivo permite dividir ambas plantas en estancias diferentes para poder ubicar las diferentes zonas de trabajo.



Figura 7. Tabiquería.

- Enlucido: se utiliza enlucido de yeso para el revestimiento de la tabiquería.



Figura 8. Guarnecido y enlucido de yeso.

- Cerramientos y antepechos: los antepechos se realizan con hormigón armado y el cerramiento se lleva a cabo mediante una hoja interior de 7 cm de espesor y otra exterior de 11 cm de espesor de ladrillo cerámico con hueco doble y triple respectivamente para revestir.

4. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

4.1. ACTUACIONES PREVIAS

Antes de comenzar con la construcción de la edificación del presente proyecto se debe realizar el acondicionamiento del terreno donde se va a ubicar. Para ello, no se necesita realizar derribo ya que la parcela no está edificada, pero sí que es necesario realizar el desbroce y limpieza del terreno para retirar aquellos escombros, malezas, etc, hasta cierta profundidad. El siguiente paso es la excavación del terreno para poder ubicar los cimientos que soportan el peso de la estructura metálica.

4.2. ALTERNATIVAS

Antes de llegar a la solución final, se realizan varias iteraciones con diversas opciones.

Para comenzar con el diseño primero se toma como primera hipótesis la articulación de las barras perpendiculares a los pórticos principales. Al comprobar el estado límite último de pandeo se comprueba que no es viable, ya que se obtienen unas longitudes de pandeo demasiado elevadas.

Así pues, siguiendo con el proceso se opta por rigidizar dichos nudos de forma que le transmitan más rigidez y estabilidad a la estructura. De nuevo, se calcula la resistencia a pandeo y se obtienen unos perfiles demasiado elevados tanto en vigas como en pilares debido a la traslacionalidad del edificio, haciendo de nuevo poco óptima dicha solución.

Como solución a los dos problemas previamente expuestos se decide utilizar elementos de arriostramiento en los pórticos de fachada y en los pórticos exteriores longitudinales, volviéndose de esta forma pórticos intraslacionales que con perfiles más bajos son capaces de resistir los esfuerzos que les son transmitidos y a su vez se limitan los desplazamientos. Además, también se incorporan elementos de arriostramiento como las Cruces de San Andrés en la azotea, de forma que todos los pórticos longitudinales se vuelven intraslacionales y así toda la estructura es capaz de cumplir todas las exigencias estructurales.

4.3. JUSTIFICACIÓN DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA

Para el presente proyecto se escoge una estructura metálica de acero debido a su bajo peso en comparación con otros materiales y a su alta capacidad para soportar los esfuerzos. Además, la elevada ductilidad de este material hace que sea posible emplearlo en estructuras con grandes luces como es el caso del edificio de ámbito administrativo que se procede a diseñar.

Los perfiles seleccionados son de acero S275JR laminados en caliente. Para las vigas se escogen perfiles IPE los cuales presentan un mejor comportamiento a flexión, y para los pilares debido a los fuertes esfuerzos que deberán soportar a compresión se eligen perfiles HEB laminados en caliente al igual que los anteriores, que, además, soportan mejor los efectos de dicha compresión como el pandeo.

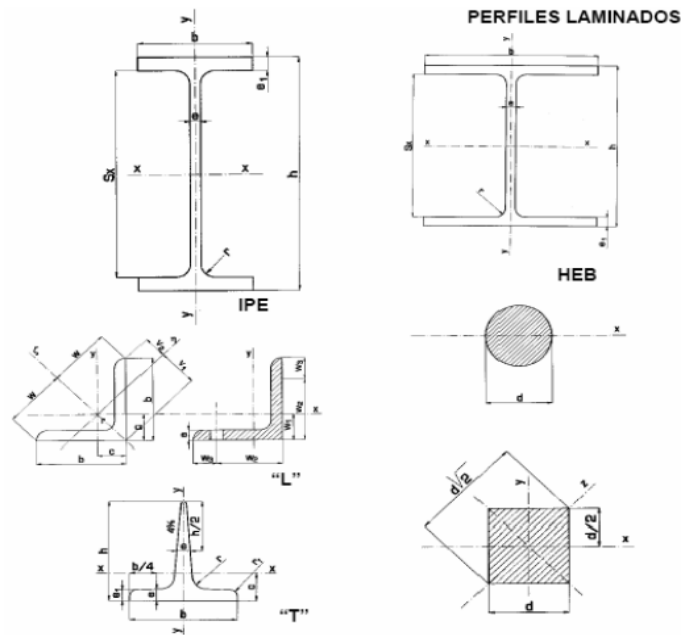


Figura 9. Tipo de perfiles utilizados. Fuente: www.upct.es.

4.4. CIMENTACIÓN

La cimentación se encarga de transmitir las distintas cargas y esfuerzos sobre el terreno para que sea capaz de absorberlas.

4.4.1. PLACAS DE ANCLAJE

Las placas de anclaje son la unión que hace que los pilares puedan transmitirle los esfuerzos a los cimientos de la edificación para que el terreno los absorba sin que llegue a sobrepasar los límites de deformación que la edificación podría soportar. Las placas de anclaje están constituidas por una placa de base que se une al cimiento mediante los pernos ubicados simétricamente respecto al eje de flexión. Para que la placa de base soporte mejor los esfuerzos a flexión se utilizan cartelas como rigidizadores que hacen que aumente su rigidez y resistencia, de forma que los esfuerzos se transmitan correctamente a la cimentación.

A continuación, se detallan las características de los tres tipos de placas de anclaje que se han utilizado en la edificación:

- Tipo 1: 450x500x18 mm con 2 cartelas y 4 pernos con $\varnothing = 20\text{mm}$ y $L=30\text{cm}$ con patilla a 180°
- Tipo 2: 400x400x15 mm con 4 cartelas y 4 pernos con $\varnothing = 16\text{mm}$ y $L=30\text{cm}$ con patilla a 180°
- Tipo 3: 400x400x18 mm con 2 cartelas y 4 pernos con $\varnothing = 20\text{mm}$ y $L=35\text{cm}$ con patilla a 180°

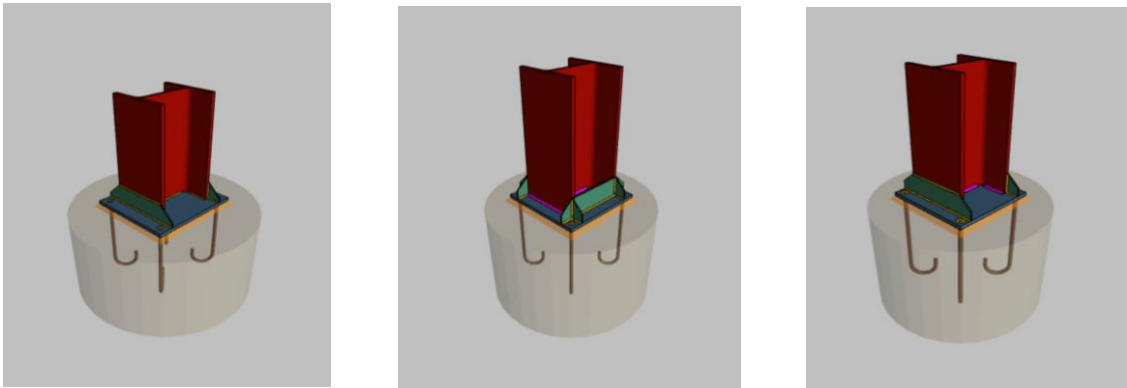


Figura 10. Placas de anclaje tipo 1, tipo 2 y tipo 3 respectivamente.

4.4.2. ZAPATAS Y VIGAS DE ATADO

En la presente edificación se empleará una cimentación superficial a base de zapatas aisladas. Las zapatas son los elementos que transfieren los esfuerzos al terreno y que por lo tanto tienen un papel muy importante en el comportamiento estructural. Las zapatas se unen entre sí mediante vigas de atado que absorben los esfuerzos horizontales evitando que se creen desplazamientos que puedan afectar a la estabilidad de la estructura metálica.

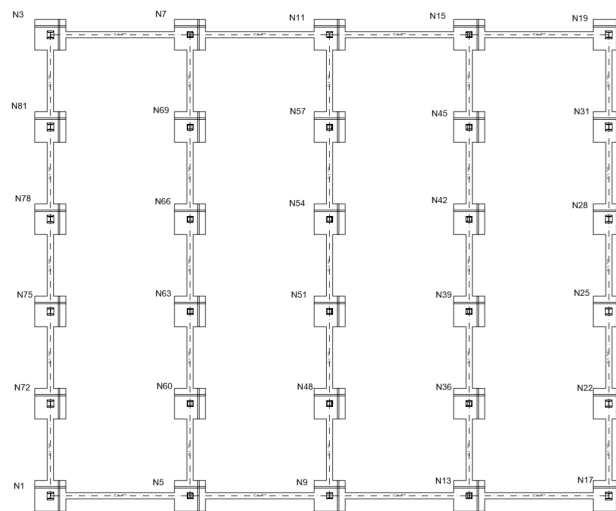


Figura 11. Planta de cimentación.

En este edificio de dos alturas se empleará un único tipo de zapata cuadrada centrada, cuyas dimensiones se han uniformizado, siendo todas ellas de igual geometría 200x200x70 cm. La única diferencia se encuentra en el armado de las zapatas interiores respecto a aquellas que recorren el perímetro de la edificación (exterior).

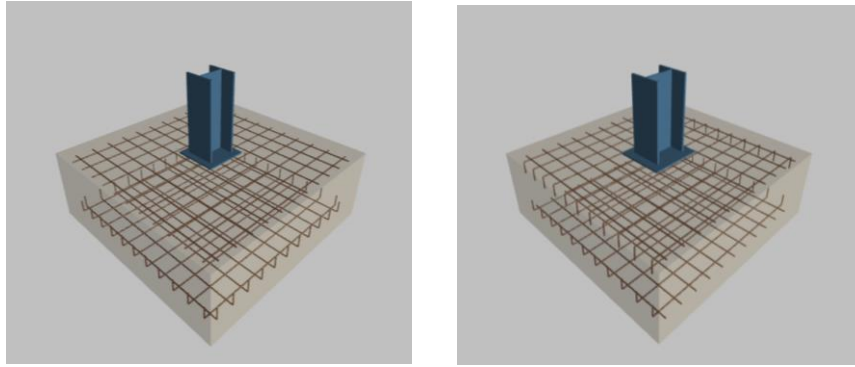


Figura 12. Zapatas interior y exterior

Por último, se emplearán vigas de atado de dimensiones 40x40 cm, con longitudes que varían entre 6 y 9 m, a fin de proporcionar estabilidad a las zapatas, centrando los esfuerzos que éstas reciben.

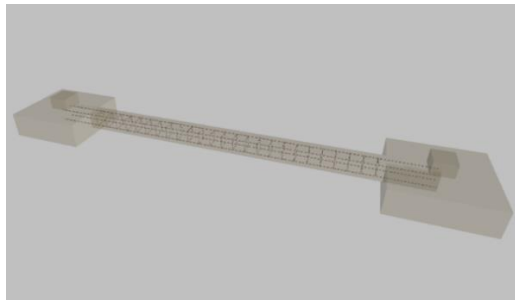


Figura 13. Viga de atado

4.5. ESTRUCTURA

Para el diseño de dicho edificio se ha optado por una estructura metálica ya que tiene numerosas ventajas respecto a otros tipos de construcción, ya sea su buena relación de resistencia/volumen que permite estructuras más ligeras o su máxima adaptabilidad a cambios de uso, pudiendo hacer cambios estructurales con facilidad. Además, la posibilidad de prefabricación permite una mayor rapidez de ejecución.

El edificio, objeto del presente proyecto, consta de 5 pórticos de 30 metros de luz entre pilares extremos y una separación (crujía) entre ellos de 9 metros. Todos los pórticos son iguales excepto los pórticos de fachada y longitudinales que se encuentran arriostrados mediante cruces de San Andrés en ambas plantas. Así pues, la estructura a nivel de cubierta también se encuentra arriostrada. Dichos usos de elementos de arriostramiento se justifican en los apartados siguientes.

Cada pórtico está formado por 6 pilares unidos entre sí rígidamente mediante vigas con una distancia entre ellos de 6 metros.

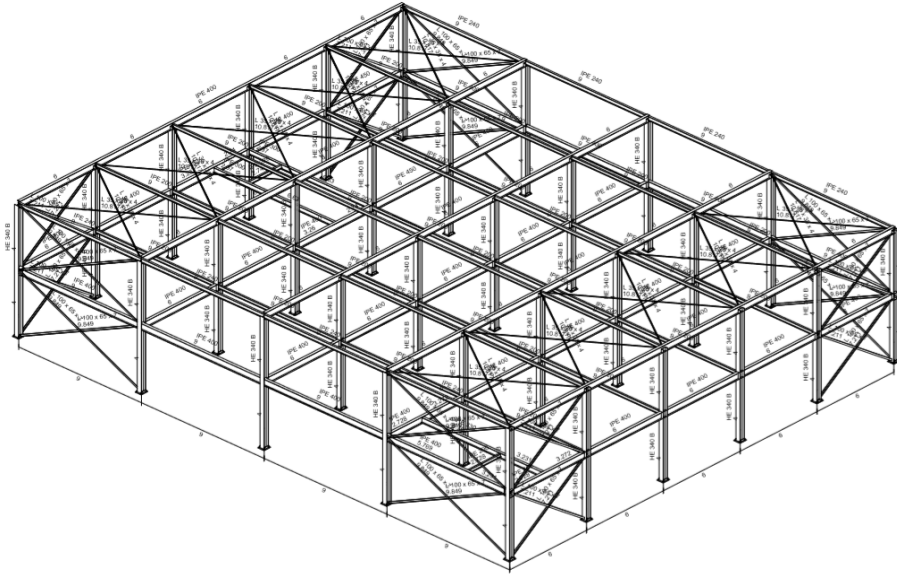


Figura 14. Vista 3D.

4.6. FORJADO

Cabe destacar la incorporación de un forjado distinto al tradicional en el presente proyecto, a base de losas alveolares prefabricadas de hormigón pretensado. Dicho forjado presenta una fácil colocación al no necesitar apuntalamiento, lo cual abarata el coste. Estas cualidades hacen que cada vez se le dé más uso a este tipo de forjado.

El forjado es un elemento estructural, el cual soporta las cargas debidas a su peso propio, la sobrecarga de uso, solado, tabiquería y enlucido. Para dicho forjado se han utilizado este tipo de losas prefabricadas debido también a su capacidad de absorber elevados esfuerzos con un canto no excesivamente grande, cubriendo luces intermedias.

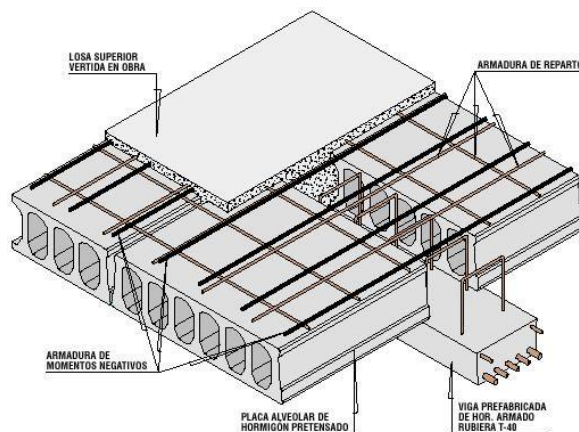


Figura 15. Forjado de losa alveolar de hormigón pretensado. Fuente: www.pinterest.es

La losa seleccionada para el forjado es “Losa alveolar prefabricada de hormigón pretensado” con un canto de 16 y capa de compresión de 5 cm. Su peso es de 3,75 kN/m². Además, se dispondrá de armadura negativos allá donde se requiera, esto es, en las zonas próximas a los apoyos. Las características de la losa, así como su predimensionado se verán más adelante.



Figura 16. Losa alveolar de hormigón pretensado LN 16.

5. NORMATIVA DE APLICACIÓN

En este apartado se van a citar el conjunto de leyes y normas en las cuales se ha basado el presente Trabajo de Final de Grado.

El Código Técnico de la Edificación (CTE) [4] nace de la Ley 38/1999 de 5 de noviembre (LOE) que es la norma fundamental que regula la edificación de edificios tanto de ámbito público como de ámbito privado.

Según la LOE 'El Código Técnico de la Edificación (CTE) es el marco normativo que establece las exigencias que deben cumplir los edificios en relación con los requisitos básicos de seguridad y habitabilidad establecidos en la Ley 38/1999 de 5 de noviembre, de Ordenación de la Edificación (LOE).'

'Las Exigencias Básicas de calidad que deben cumplir los edificios se refieren a materias de seguridad y habitabilidad.'

Seguidamente se hace referencia a las exigencias básicas del Documento Básico de Seguridad Estructural (DB-SE):

'Este Documento Básico (DB) tiene por objeto establecer reglas y procedimientos que permitan cumplir las exigencias básicas de seguridad estructural. La correcta aplicación del conjunto del DB supone que se satisface el requisito básico "Seguridad estructural".'

- *Exigencia básica SE 1: Resistencia y estabilidad.*

La resistencia y la estabilidad serán las adecuadas para que no se generen riesgos indebidos, de forma que se mantenga la resistencia y la estabilidad frente a las acciones e influencias previsibles.

- *Exigencia básica SE 2: Aptitud al servicio*

La aptitud al servicio será conforme con el uso previsto del edificio, de forma que no se produzcan deformaciones inadmisibles, se limite a un nivel aceptable la probabilidad de un comportamiento dinámico inadmisibles y no se produzcan degradaciones o anomalías inadmisibles.'

Este trabajo se encuentra regulado por los siguientes documentos, los cuales se encuentran en el CTE:

- DB SE-AE [6]: Acciones de la edificación: *“El campo de aplicación de este Documento Básico es el de la determinación de las acciones sobre los edificios, para verificar el cumplimiento de los requisitos de seguridad estructural (capacidad portante y estabilidad) y aptitud al servicio, establecidos en el DB-SE.”*
- DB SE-A [3]: Acero: *“Este DB se destina a verificar la seguridad estructural de los elementos metálicos realizados con acero en edificación.”*
- DB SE-C [5]: Cimientos: *“El ámbito de aplicación de este DB-C es el de la seguridad estructural, capacidad portante y aptitud al servicio, de los elementos de cimentación y, en su caso, de contención de todo tipo de edificios, en relación con el terreno.”*

Además, el presente proyecto también se basa en otros documentos que no vienen recogidos en el Código Técnico de la Edificación:

- EHE-08 [2] Instrucción de Hormigón Estructural: *“Marco reglamentario por el que se establecen las exigencias que deben cumplir las estructuras de hormigón para satisfacer los requisitos de seguridad estructural.”*
- NCSE-02 [7] Norma de construcción Sismorresistente: Parte general y edificación: *“La presente norma tiene como objeto proporcionar los criterios que han de seguirse dentro del territorio español para la consideración de la acción sísmica en el proyecto.”*

6. BIBLIOGRAFÍA

[1] CYPE Ingenieros, S.A., *CYPE 3D: Memoria de cálculo, versión 2019.*

[2] *Instrucción de hormigón estructural (EHE-08), 2008.*

[3] *Código Técnico de la Edificación (CTE). Documento Básico de Seguridad Estructural, Acero (DB SE-A), 2009.*

[4] *Código Técnico de la Edificación (CTE). Documento básico de Seguridad Estructural (DB SE), 2009.*

[5] *Código Técnico de la Edificación (CTE). Documento básico de Seguridad Estructural, Cimientos (DB SE-C), 2009.*

[6] *Código Técnico de la Edificación (CTE). Documento Básico de Seguridad Estructural, Acciones en la Edificación (DB SE-AE), 2009.*

[7] *Normativa de Construcción Sismorresistente Española (NCSE-02), 2002.*

[8] *Plan parcial de Ordenación del sector UP-3 del P.G.O.U. Onda (Castellón).*

[9] *SEPES. Entidad Pública Empresarial del Suelo.*

[10] *Código Técnico de la Edificación (CTE). Documento Básico de Seguridad en caso de Incendio (DB SI), 2010*

2. ANEXO DEL CÁLCULO ESTRUCTURAL

1. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

1.1. SOFTWARE EMPLEADO

En el desarrollo del Trabajo de Final de Grado se ha utilizado software para Arquitectura, Ingeniería y Construcción llamado CYPE3D [1], con la versión de 2019 para el cálculo de la estructura metálica. Además, se han empleado programas como Excel y Word pertenecientes a Microsoft Office con la finalidad de agilizar el cálculo y redactar la memoria descriptiva del proyecto. Por último, la realización de los planos que se adjuntan en los anexos se ha hecho mediante el uso del programa AutoCAD.

1.2. MÉTODO DE CÁLCULO

Según la documentación que podemos encontrar en el software de CYPE, el programa utilizado CYPE3D considera el comportamiento tanto elástico como lineal de los materiales. Las cargas a introducir en las barras pueden ir en cualquier dirección y en los nudos podemos aplicar cargas puntuales. Se puede usar tanto nudos rígidos como articulados, y los extremos de las barras se definirán en función de si estos están empotrados o articulados o mediante la rigidez rotacional.

Se establecen las siguientes hipótesis de carga: carga permanente, sobrecarga, viento, nieve y accidental.

Los estados límite y combinaciones para cada material y estado son los siguientes:

- E.L.U. rotura. Hormigón en cimentaciones
- E.L.U. rotura. Acero (Laminado y armado)
- Tensiones sobre el Terreno (Acciones características)
- Desplazamientos (Acciones características)

Para cada estado se generan todas las combinaciones posibles.

2. MATERIALES

2.1. ACERO

El acero utilizado para jácenas, zunchos y pilares es el S275JR, cuyas características son las siguientes:

Módulo de Elasticidad	Módulo de Rigidez	Coefficiente de Poisson	Coefficiente de dilatación térmica	Densidad
E (N/ mm²)	G (N/ mm²)	v	α (°C)⁻¹	ρ (kg/m³)
210.000	81.000	0,3	1,2x(10) ⁻⁵	7.850

Tabla 1. Características del acero S275JR

De acuerdo con la empresa Lufort que proporciona las losas alveolares pretensadas, éstas se arman con acero Y1860 C y acero Y1860 S7, cuyas características vienen predeterminadas por la ficha técnica que se proporciona:

Características acero Y1860 C	
Límite elástico f_{yk}	1660 N/ mm ²
Alargamiento de rotura	3,5%

Tabla 2. Características del acero Y1860 C

Características acero Y1860 S7	
Límite elástico f_{yk}	1660 N/ mm ²
Alargamiento de rotura	3,5%

Tabla 3. Características del acero Y1860 S7

El acero corrugado utilizado para las armaduras pasivas de la cimentación para zapatas, pernos, encepados y vigas de atado, es el B 500 S, cuyas características aparecen a continuación:

Características del acero corrugado B 500 S	
Límite elástico f_{yk}	500 N/ mm ²
Alargamiento de rotura	14%

Tabla 4. Características del acero corrugado B 500 S

2.2. HORMIGÓN

En las losas alveolares pretensadas el hormigón que se ha usado es el HP-40/B/20/IIb cuyas características se definen a continuación:

Características del hormigón HP-40/B/20/IIb	
Resistencia a compresión f_{ck}	40 N/ mm ²
Consistencia	Blanda
Tamaño máximo del árido	20 mm

Tabla 5. Características del hormigón HP-40/B/20/IIb

El hormigón usado en la cimentación es HA-25/B/20/IIa, seguidamente se describen sus propiedades:

Características del hormigón HA-25/B/20/IIa	
Resistencia a compresión f_{ck}	25 N/ mm ²
Consistencia	Blanda
Tamaño máximo del árido	20 mm

Tabla 6. Características del hormigón HA-25/B/20/IIa

Además, utilizaremos el hormigón de limpieza cuyo uso se destina a crear una superficie horizontal que sirva de apoyo para la zapata, y además evita que el hormigón se seque durante su vertido. Éstas son sus características:

Características del hormigón HL-150/B/30	
Dosificación mínima de cemento	150 kg/m ³
Consistencia	Blanda
Espesor mínimo necesario	10 cm
Tamaño máximo del árido	30mm

Tabla 7. Características del hormigón HL-150/B/30

3. ACCIONES

3.1. ACCIONES PERMANENTES

Como podemos encontrar en el DB SE-AE[6] Art.2.1. : *“El peso propio a tener en cuenta es el de los elementos estructurales, los cerramientos y elementos separadores, la tabiquería, todo tipo de carpinterías, revestimientos (como pavimentos, guarnecidos, enlucidos, falsos techos), rellenos (como los de tierras) y equipo fijo. El valor característico del peso propio de los elementos constructivos, se determinará, en general, como su valor medio obtenido a partir de las dimensiones nominales y de los pesos específicos medios. En el Anejo C se incluyen los pesos de materiales, productos y elementos constructivos típicos.”* A continuación, describiremos los elementos seleccionados en el cálculo estructural del edificio:

Solado

El *“Terrazo sobre mortero, 50mm espesor”*, con un peso de 0,80 kN/m² es el solado seleccionado a través de la Tabla C3 del DB SE-AE :

Materiales y elementos	Peso kN/m ²	Materiales y elementos	Peso kN/m ²
Baldosa hidráulica o cerámica (incluyendo material de agarre)		Linóleo o loseta de goma y mortero	
0,03 m de espesor total	0,50	20 mm de espesor total	0,50
0,05 m de espesor total	0,80	Parque y tarima de 20 mm de espesor sobre rastreles	0,40
0,07 m de espesor total	1,10	Tarima de 20 mm de espesor rastreles recibidos con veso	0,30
Corcho aglomerado tarima de 20 mm y rastrel	0,40	Terrazo sobre mortero, 50 mm espesor	0,80

Tabla 8. Tabla C3 del DB SE-AE. Peso por unidad de superficie de elementos de pavimentación.

En cuanto a la azotea, el peso de la cubierta sobre el forjado lo obtenemos a partir de la Tabla C5 del DB SE-AE. Seleccionamos la *“Cubierta plana, recrecida, con impermeabilización vista protegida”* con un peso de 1,5 kN/m².

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

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

Tabla 9. Tabla C5 del DB SE-AE. Peso propio de elementos constructivos.

Enlucido

El enlucido seleccionado es “Guarnecido y enlucido de yeso” con un peso de 0,15 kN/m² según la Tabla C4 del DB SE-AE:

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

Tabla 10. Tabla C4 del DB SE-AE. Peso por unidad de superficie de tabiques.

Tabiquería

Según el DB SE-AE[6] Art.2.1. , “En el caso de tabiques ordinarios cuyo peso por metro cuadrado no sea superior a 1,2 kN/m² y cuya distribución en planta sea sensiblemente homogénea, su peso propio podrá asimilarse a una carga equivalente uniformemente distribuida. Como valor de dicha carga equivalente se podrá adoptar el valor del peso por metro cuadrado de alzado multiplicado por la razón entre la superficie de tabiquería y la de la planta considerada. En el caso de tabiquería más pesada, ésta podrá asimilarse al mismo valor de carga equivalente uniforme citado más un incremento local, de valor igual al exceso de peso del tabique respecto a 1,2 kN por m² de alzado. En general, en viviendas bastará considerar como peso propio de la tabiquería una carga de 1,0 kN por cada m² de superficie construida.”

Por lo tanto, dado que dicho edificio es de ámbito administrativo con una distribución asimilable a viviendas se podrá considerar como peso propio de la tabiquería 1kN/m².

Forjado

La losa seleccionada para el forjado es “Losa alveolar prefabricada de hormigón pretensado” con un canto de 16 y con capa de compresión de 5 cm suministrada por la empresa Lufort. Su peso es de 3,75 kN/m² tanto en la primera planta como en la azotea. Las características de la losa así como su predimensionado se verán más adelante en el apartado 4.1. “Predimensionado del canto del forjado”.

Cerramientos y antepechos

En cuanto a los cerramientos y antepechos basándonos en el DB SE-AE[6] consideraremos lo siguiente:

- Cerramientos: 8 kN/m
- Antepechos: 4 kN/m

Los antepechos se realizan con hormigón armado y el cerramiento se lleva a cabo mediante una hoja interior y otra exterior de ladrillo cerámico para revestir.

Por lo tanto, las cargas permanentes del edificio del presente proyecto son las siguientes:

PRIMERA PLANTA	
Solado	0,80 kN/m ²
Enlucido	0,15 kN/m ²
Tabiquería	1 kN/m ²
Forjado	3,75 kN/m ²
TOTAL	5,7 kN/m²

AZOTEA	
Solado	1,5 kN/m ²
Forjado	3,75 kN/m ²
TOTAL	5,25 kN/m²

3.2. ACCIONES VARIABLES

Sobrecarga de uso

Según el DB SE-AE[6] Art.3.1. la sobrecarga de uso es “*el peso de todo lo que puede gravitar sobre el edificio por razón de uso. Por lo general, los efectos de la sobrecarga de uso pueden simularse por la aplicación de la carga distribuida uniformemente. De acuerdo con el uso que sea fundamental cada zona del mismo, como valores característicos se adoptarán los de la Tabla 3.1.*”.

Categoría de uso		Subcategorías de uso		Carga uniforme [kN/m ²]	Carga concentrada [kN]
A	Zonas residenciales	A1	Viviendas y zonas de habitaciones en, hospitales y hoteles	2	2
		A2	Trasteros	3	2
B	Zonas administrativas			2	2
C	Zonas de acceso al público (con la excepción de las superficies pertenecientes a las categorías A, B, y D)	C1	Zonas con mesas y sillas	3	4
		C2	Zonas con asientos fijos	4	4
		C3	Zonas sin obstáculos que impidan el libre movimiento de las personas como vestíbulos de edificios públicos, administrativos, hoteles; salas de exposición en museos; etc.	5	4
		C4	Zonas destinadas a gimnasio u actividades físicas	5	7
		C5	Zonas de aglomeración (salas de conciertos, estadios, etc)	5	4
D	Zonas comerciales	D1	Locales comerciales	5	4
		D2	Supermercados, hipermercados o grandes superficies	5	7
E	Zonas de tráfico y de aparcamiento para vehículos ligeros (peso total < 30 kN)			2	20 ⁽¹⁾
F	Cubiertas transitables accesibles sólo privadamente ⁽²⁾			1	2
G	Cubiertas accesibles únicamente para conservación ⁽³⁾	G1 ⁽⁷⁾	Cubiertas con inclinación inferior a 20°	1 ⁽⁴⁾⁽⁶⁾	2
			Cubiertas ligeras sobre correas (sin forjado) ⁽⁵⁾	0,4 ⁽⁴⁾	1
		G2	Cubiertas con inclinación superior a 40°	0	2

Tabla 11. Tabla 3.1 del DB SE-AE. Valores característicos de las sobrecargas de uso.

Dado que nuestro edificio es de carácter administrativo, se trata de la zona B con una sobrecarga de uso de 2 kN/m².

Sin embargo, en las zonas de acceso y evacuación según el DB SE-AE[6] dicho valor incrementará en 1 kN/m²:

“En las zonas de acceso y evacuación de los edificios de las zonas de categorías A y B, tales como portales, mesetas y escaleras, se incrementará el valor correspondiente a la zona servida en 1 kN/m².”

Carga de viento

Según el DB SE-AE [6] Art.3.3.2 *“La acción de viento, en general una fuerza perpendicular a la superficie de cada punto expuesto, o presión estática, q_e puede expresarse como:*

$$q_e = q_b \cdot C_e \cdot C_p \quad (1)$$

siendo:

- q_b la presión dinámica del viento. Su valor es 0,42 kN/m² para la zona A, 0,45 kN/m² para la zona B y 0,52 kN/m² para la zona C.

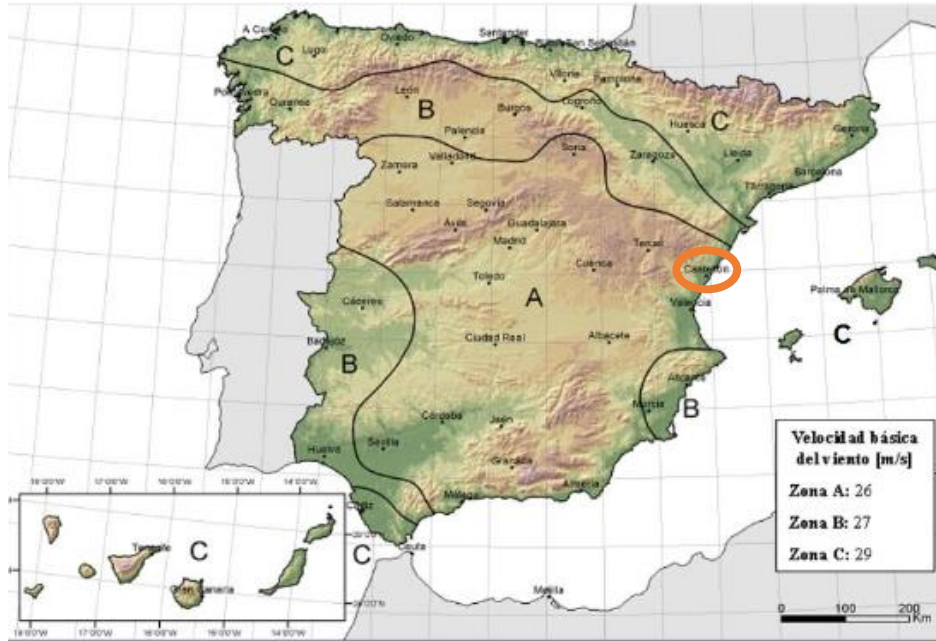


Figura 17. Velocidad básica del viento. Fuente: Apuntes Construcción.

Onda se encuentra en Castellón, por lo que pertenece a la Zona A, $q_b = 0,42 \text{ kN/m}^2$.

- c_e el coeficiente de exposición, su valor se toma de la siguiente tabla:

Grado de aspereza del entorno	Altura del punto considerado (m)							
	3	6	9	12	15	18	24	30
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	2,4	2,7	3,0	3,1	3,3	3,4	3,5	3,7
II Terreno rural llano sin obstáculos ni arbolado de importancia	2,1	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,3	3,5
III Zona rural accidentada o llana con algunos obstáculos aislados, como árboles o construcciones pequeñas	1,6	2,0	2,3	2,5	2,6	2,7	2,9	3,1
IV Zona urbana en general, industrial o forestal	1,3	1,4	1,7	1,9	2,1	2,2	2,4	2,6
V Centro de negocio de grandes ciudades, con profusión de edificios en altura	1,2	1,2	1,2	1,4	1,5	1,6	1,9	2,0

Tabla 12. Tabla 3.4 del DB SE-AE. Valores del coeficiente de exposición c_e

La altura a la que está situada la azotea del edificio de ámbito administrativo ubicado en un polígono industrial es de 10 metros con un grado de aspereza IV. Por lo tanto, interpolando obtenemos el siguiente resultado: $c_e = 1,6$.

- c_p el coeficiente eólico o de presión, su valor se toma de la siguiente tabla:

	Esbeltéz en el plano paralelo al viento					
	< 0,25	0,50	0,75	1,00	1,25	≥ 5,00
Coeficiente eólico de presión, c_p	0,7	0,7	0,8	0,8	0,8	0,8
Coeficiente eólico de succión, c_s	-0,3	-0,4	-0,4	-0,5	-0,6	-0,7

Tabla 13. Tabla 3.5 del DB SE-AE. Coeficiente eólico en edificios de pisos.

La esbeltez se calcula como h/L.

h: altura del edificio;

L: longitud de la fachada;

Esbeltez fachada frontal= $8/30 = 0,27 \implies C_p=0,7$

Esbeltez fachada lateral= $8/36 = 0,22 \implies C_p=0,7$

Para concluir se muestran las cargas producidas por el viento:

$q_{\text{fachada frontal}} = 0,42 \cdot 1,6 \cdot 0,7 = 0,47 \text{ kN/m}^2$

$q_{\text{fachada lateral}} = 0,42 \cdot 1,6 \cdot 0,7 = 0,47 \text{ kN/m}^2$

Carga de nieve

Según el DB-SE AE[6] "Como valor de carga de nieve por unidad de superficie en proyección horizontal, q_n , puede tomarse:

$$q_n = \mu \cdot s_k \quad (2)$$

siendo:

- μ coeficiente de forma de la cubierta
- s_k el valor característico de la carga de nieve sobre un terreno horizontal

El valor de la sobrecarga de nieve sobre un terreno horizontal, s_k , en las capitales de provincia y ciudades autónomas se puede tomar de la siguiente tabla:

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	570	0,4	Santander	1.000	0,7
Badajoz	180	0,2	León	820	1,2	Segovia	10	0,2
Barcelona	0	0,4	Lérida / Lleida	150	0,5	Sevilla	1.090	0,9
Bilbao / Bilbo	0	0,3	Logroño	380	0,6	Soria	0	0,4
Burgos	860	0,6	Lugo	470	0,7	Tarragona	0	0,2
Cáceres	440	0,4	Madrid	660	0,6	Tenerife	950	0,9
Cádiz	0	0,2	Málaga	0	0,2	Teruel	550	0,5
Castellón	0	0,2	Murcia	40	0,2	Toledo	0	0,2
Ciudad Real	640	0,6	Orense / Ourense	130	0,4	Valencia/València	690	0,4
Córdoba	100	0,2	Oviedo	230	0,5	Valladolid	520	0,7
Coruña / A Coruña	0	0,3	Palencia	740	0,4	Vitoria / Gasteiz	650	0,4
Cuenca	1.010	1,0	Palma de Mallorca	0	0,2	Zamora	210	0,5
Gerona / Girona	70	0,4	Palmas, Las	0	0,2	Zaragoza	0	0,2
Granada	690	0,5	Pamplona/Iruña	450	0,7	Ceuta y Melilla		

Tabla 14. Tabla 3.8 del DB SE-AE. Sobrecarga de nieve en capitales de provincia y ciudades autónomas.

Así pues, de la tabla anterior extraemos que $s_k=0,2 \text{ kN/m}^2$ ya que la ubicación del presente proyecto es en Castellón.

Para poder calcular la carga de nieve primero será necesario obtener el coeficiente de forma de la cubierta. Según el DB SE-AE[6]:

“En un faldón limitado inferiormente por cornisas o limatesas, y en el que no hay impedimento al deslizamiento de la nieve, el coeficiente de forma tiene el valor de 1 para cubiertas con inclinación menor o igual que 30º y 0 para cubiertas con inclinación de mayor o igual que 60º (para valores intermedios se interpolará linealmente). Si hay impedimento, se tomará $\mu = 1$ sea cual sea la inclinación.”

Por lo tanto, como la cubierta tiene 0º, se toma $\mu=1$.

A continuación, se determina el calculo de la carga de nieve en la azotea:

$$q_n = \mu \cdot s_k = 1 \cdot 0,2 = 0,2 \text{ kN/m}^2$$

3.3. ACCIONES ACCIDENTALES

Sismo

La evaluación del sismo viene regulado por la Norma de Construcción Sismorresistente (NCSE-02)[7]. Según los criterios de aplicación de la norma *“En las edificaciones de importancia normal o especial cuando la aceleración sísmica básica a_b sea inferior a 0,04g, siendo g la aceleración de la gravedad, no deberán tenerse en cuenta los efectos del sismo”*.

Nuestra edificación se encuentra fuera de la zona de aplicación al tener una aceleración menor a 0,04g, ya que como podemos observar en el mapa Castellón queda fuera de dicho intervalo.

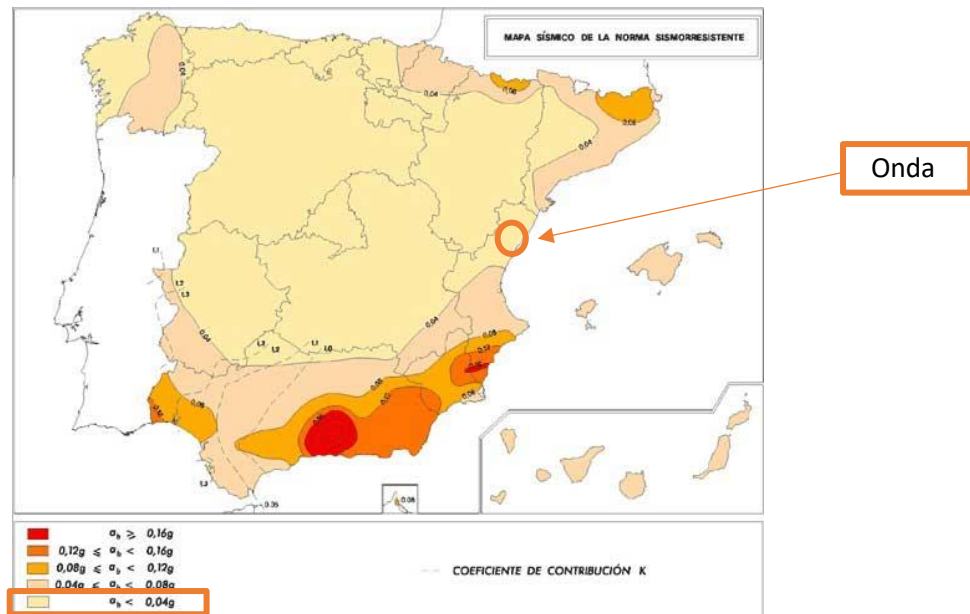


Figura 18. Mapa sísmico de la norma sismorresistente (NCSE-02).

Fuego

Según el DB SI[10] Art.6: “Se considera que la resistencia al fuego de un elemento estructural principal del edificio (incluidos forjados, vigas y soportes), es suficiente si alcanza la clase indicada en la tabla 3.1 que representa el tiempo en minutos de resistencia ante la acción representada por la curva normalizada tiempo temperatura”

Seguidamente se muestra dicha tabla:

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

Tabla 15. Tabla 3.1 del DB SI. Resistencia al fuego suficiente de los elementos estructurales.

El edificio del presente proyecto es de ámbito administrativo con una altura de 8 metros (inferior a 15 metros). Así pues, se requerirá un tiempo de resistencia ante la acción del fuego de 60 minutos. No obstante, no se llevará a cabo dicha comprobación, por quedar fuera del presente Trabajo de Final de Grado.

3.4. BASES DE CÁLCULO

3.4.1 ESTADOS LÍMITE

La definición de los Estados Límite en la que se basan los cálculos del dimensionamiento estructural se encuentra también en el DB-SE[4]:

‘Se denominan estados límite aquellas situaciones para las que, de ser superadas, puede considerarse que el edificio no cumple alguno de los requisitos estructurales para las que ha sido concebido.

Los estados límite últimos son los que, de ser superados, constituyen un riesgo para las personas, ya sea porque producen una puesta fuera de servicio del edificio o el colapso total o parcial del mismo. Pueden ser debidos a pérdidas de equilibrio del edificio o a fallos por deformaciones excesivas.

Los estados límite de servicio son los que, de ser superados, afectan al confort y al bienestar de los usuarios o de terceras personas.’

A continuación, introduciremos los métodos de verificación de dichos Estados Límite.

3.4.2. VERIFICACIONES BASADAS EN COEFICIENTES PARCIALES

3.4.2.1. CAPACIDAD PORTANTE

Verificaciones

‘Se considera que hay suficiente estabilidad del conjunto del edificio si:

$$E_{d, dst} \leq E_{d, stb} \quad (3)$$

Siendo,

E_{d, dst} valor de cálculo del efecto de las acciones desestabilizadoras.

E_{d, stb} valor de cálculo del efecto de las acciones estabilizadoras.

Se considera que hay suficiente resistencia de la estructura portante, de un elemento estructural, sección, punto o de una unión entre elementos, si para todas las situaciones de dimensionado pertinentes, se cumple la siguiente condición:

$$E_d \leq R_d \quad (4)$$

Siendo,

E_d valor de cálculo del efecto de las acciones.

R_d valor de cálculo de la resistencia correspondiente.

3.4.2.2. APTITUD DE SERVICIO

Verificaciones

“Se considera que hay un comportamiento adecuado, en relación con las deformaciones, las vibraciones o el deterioro, si se cumple, para las situaciones de dimensionado pertinentes, que el efecto de las acciones no alcanza el valor límite admisible establecido para dicho efecto.”

Deformaciones

A continuación, se hace referencia al proceso de verificación de rigidez de la edificación cuando se somete a esfuerzos, ya sean verticales o horizontales:

- Flechas

“Cuando se considere la integridad de los elementos constructivos, 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 sólo las deformaciones que se producen después de la puesta en obra del elemento, la flecha relativa es menor que:

1. *1/500 en pisos con tabiques frágiles (como los de gran formato, rasillones, o placas) o pavimentos rígidos sin juntas;*
2. *1/400 en pisos con tabiques ordinarios o pavimentos rígidos con juntas;*
3. *1/300 en el resto de los casos.*

Cuando se considere el confort de los usuarios, 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 solamente las acciones de corta duración, la flecha relativa, es menor que 1/350.

Cuando se considere la apariencia de la obra, 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 casi permanente, la flecha relativa es menor que 1/300.”

- Desplazamientos horizontales

“Cuando se considere la integridad de los elementos constructivos, susceptibles de ser dañados por desplazamientos horizontales, tales como tabiques o fachadas rígidas, se admite que la estructura global tiene suficiente rigidez lateral, si ante cualquier combinación de acciones característica, el desplome es menor de:

1. desplome total: 1/500 de la altura total del edificio;
2. desplome local: 1/250 de la altura de la planta, en cualquiera de ellas.

Cuando se considere la apariencia de la obra, se admite que la estructura global tiene suficiente rigidez lateral, si ante cualquier combinación de acciones casi permanente, el desplome relativo es menor que 1/250.

En general es suficiente que dichas condiciones se satisfagan en dos direcciones sensiblemente ortogonales en planta.”

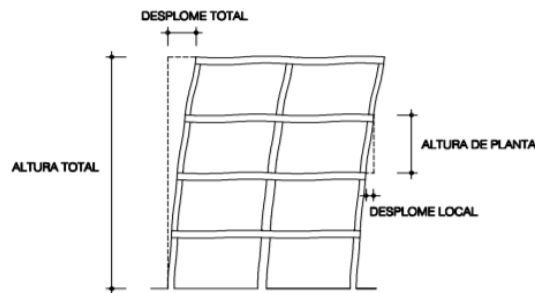


Figura 19. Figura 4.1 del DB SE. Desplomes.

3.5 COMBINACIONES DE ACCIONES

3.5.1. CAPACIDAD PORTANTE

- “Situación persistente o transitoria: el valor del cálculo se obtiene mediante la siguiente combinación de acciones:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (5)$$

1. Todas las acciones permanentes, en valor de cálculo ($\gamma_G \cdot G_k$), incluido el pretensado ($\gamma_P \cdot P$).
2. Una acción variable cualquiera, en valor de cálculo ($\gamma_Q \cdot Q_k$)
3. El resto de las acciones variables, en valor de cálculo de combinación ($\gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot Q_k$).

En las tablas siguientes podemos encontrar los coeficientes parciales de seguridad (Tabla 15) y los coeficientes parciales de simultaneidad (Tabla 16) que necesitamos en el cálculo de las distintas combinaciones:

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

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

Tabla 16. Tabla 4.1 del DB SE. Coeficientes parciales de seguridad (γ) para las acciones.

	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 E)	0,7	0,7	0,6
• Cubiertas transitables (Categoría F)		⁽¹⁾	
• Cubiertas accesibles únicamente para mantenimiento (Categoría G)	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 17. Tabla 4.2 del DB SE. Coeficientes de simultaneidad (ψ).

3.5.2. APTITUD DE SERVICIO

“Se considera que hay un comportamiento adecuado, en relación con las deformaciones, las vibraciones o el deterioro, si se cumple, para las situaciones de dimensionado pertinentes, que el efecto de las acciones no alcanza el valor límite admisible establecido para dicho efecto.

- *Los efectos debidos a las acciones de corta duración que pueden resultar irreversibles, se determinan mediante combinaciones de acciones, del tipo denominado característica, a partir de la expresión:*

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (6)$$

Es decir, considerando la actuación simultánea de:

- 1. todas las acciones permanentes, en valor característico (G_k);*
- 2. una acción variable cualquiera, en valor característico (Q_k), debiendo adoptarse como tal una tras otra sucesivamente en distintos análisis;*

3. el resto de las acciones variables, en valor de combinación ($\psi_0 \cdot Q_k$).

- Los efectos debidos a las acciones de corta duración que pueden resultar reversibles, se determinan mediante combinaciones de acciones, del tipo denominado frecuente, a partir de la expresión:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (7)$$

Es decir, considerando la actuación simultánea de:

1. todas las acciones permanentes, en valor característico (G_k);
2. una acción variable cualquiera, en valor frecuente ($\psi_1 \cdot Q_k$), debiendo adoptarse como tal una tras otra sucesivamente en distintos análisis;
3. el resto de las acciones variables, en valor casi permanente ($\psi_2 \cdot Q_k$).
 - Los efectos debidos a las acciones de larga duración, se determinan mediante combinaciones de acciones, del tipo denominado casi permanente, a partir de la expresión:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (8)$$

Siendo:

1. todas las acciones permanentes, en valor característico (G_k);
2. todas las acciones variables, en valor casi permanente ($\psi_2 \cdot Q_k$).

4. PREDIMENSIONADO

4.1. PREDIMENSIONADO DEL CANTO DEL FORJADO

Paso 1

Calculamos el canto mínimo (h_{min}) según EHE-08.

Según la norma “En el caso particular de forjados de viguetas con luces menores que 7 m y de forjados de losas alveolares pretensadas con luces menores que 12 m, y sobrecargas no mayores que 4 kN/m², no es preciso comprobar si la flecha cumple con las limitaciones de 50.1, si el canto total h es mayor que el mínimo h_{min} dado por:

$$h_{min} = \delta_1 \cdot \delta_2 \cdot \frac{L}{C} \quad (9)$$

siendo:

δ_1 Factor que depende de la carga total y que tiene el valor de $\sqrt{(q/7)}$, siendo q la carga total, en kN/m²;

δ_2 Factor que tiene el valor de $(L/6)^{1/4}$;

L La luz de cálculo del forjado, en m;

C Coeficiente cuyo valor se toma de la Tabla Coeficientes C (Tabla 18)

Como desconocemos el peso de la losa, se toma en primera instancia un valor igual a la unidad para ambos coeficientes:

$$\delta_1 \approx 1 = \sqrt{\frac{q}{7}} \quad (10)$$

$$\delta_2 = \left(\frac{L}{6}\right)^{\frac{1}{4}} = \left(\frac{6}{6}\right)^{\frac{1}{4}} = 1 \quad (11)$$

Con *L*=6m y *C*= 36 , coeficiente escogido de la Tabla 17 que se muestra a continuación:

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

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

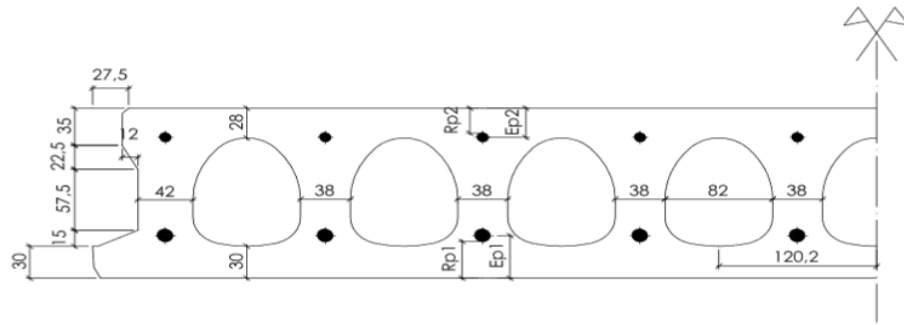
Tabla 18. Tabla 50.2.2.1.b del EHE-08. Coeficientes C para el cálculo de verificación de las losas alveolares

Así pues, obtenemos el siguiente canto mínimo:

$$h_{min} = \delta_1 \cdot \delta_2 \cdot \frac{L}{C} = 1 \cdot 1 \cdot \frac{6}{36} = 0,16 \text{ m}$$

Paso 2

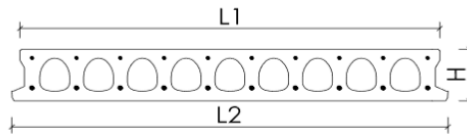
Se escoge la losa que cumpla este primer canto mínimo. Las losas utilizadas en el forjado son losas alveolares prefabricadas de hormigón pretensado, fabricadas por la empresa Lufort. Se selecciona como punto de partida la losa LN 16 con capa de compresión de 5 cm. Con la losa ya determinada, se calcula el coeficiente δ_1 de forma exacta para calcular de nuevo el h_{min} y ver si éste cumple.



Dimensión (mm)	Pos. Eje arm.(mm)
L1..... 1150	Ep1 42
L2..... 1195	Ep2 27,5

Recub. Mínimo
Rp2 23,3
Rp1 25

Peso Losa
2.50 kN/m²



5. FORJADO		H+C	mm	Peso (kN/m ²)
		160+ 0	160	2,50
		160+ 50	210	3,75
		160+ 80	240	4,50
		160+ 100	260	5,00
		H+C	Volumen (l/m ²)	
160+0	7,42			
160+50	57,42			
160+80	87,42			
160+80	107,42			

Figura 20. Canto de la losa LN 16 de Lufort con sus respectivas características

Para determinar el coeficiente δ_1 debemos calcular primero la carga.

El peso de la losa 16+5 es $P = 3,75 \text{ kN/m}^2$

Sumándole a este peso de la losa, el peso del solado $0,8 \text{ kN/m}^2$, el peso del enlucido $0,15 \text{ kN/m}^2$, y el peso de la tabiquería 1 kN/m^2 , se obtiene la siguiente carga permanente:

$$G = 3,75 + 0,8 + 0,15 + 1 = 5,7 \text{ kN/m}^2$$

Puesto que la sobrecarga de uso para este tipo de edificación es de $Q = 2 \text{ kN/m}^2$:

Para comprobar el Estado Límite de Servicio, se emplea la combinación de acciones característica (acciones sin mayorar):

$$q_{ELS} = 5,7 + 2 = 7,7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Ahora pasamos al cálculo del canto mínimo con el peso real de la losa escogida LN 16+5:

$$\delta_1 = \sqrt{\frac{\bar{q}}{7}} = \sqrt{\frac{7,7}{7}} = 1,05$$

$$\delta_2 = \left(\frac{L}{6}\right)^{\frac{1}{4}} = \left(\frac{6}{6}\right)^{\frac{1}{4}} = 1$$

$$h_{min} = \delta_1 \cdot \delta_2 \cdot \frac{L}{C} = 1,05 \cdot 1 \cdot \frac{6}{36} = 0,175 \text{ m}$$

Así pues, este valor no supera el de la losa seleccionada 16+5, por lo tanto es adecuada.

Paso 3

Se comprobará a continuación si la losa es capaz de soportar el momento máximo en centro de vano. Calculamos en este caso la carga para el Estado Límite Último:

Se empleará para ello la combinación de cargas persistentes o transitorias:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (12)$$

Seleccionando los coeficientes parciales de seguridad (γ) más desfavorables y los coeficientes de simultaneidad (ψ), obtenemos la combinación de cargas más desfavorable para la primera planta:

$$q_{ELU} = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 1,35 \cdot 5,7 + 2,5 \cdot 2 = 10,695 \frac{kN}{m^2} \quad (13)$$

Ancho de la losa = 1200mm

$$q_{lin} = 12,834 \frac{kN}{m}$$

A continuación, se calcula el momento máximo ($M_{m\acute{a}x}$) en centro de vano y se comprueba que éste no supera el momento último ($M_{m\acute{a}x} < M_u$).

$$M_{m\acute{a}x} = \frac{q \cdot L^2}{8} = \frac{12,834 \cdot 6^2}{8} = 57,753 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (14)$$

$$M_{m\acute{a}x}/\text{ancho} = 48,23 \frac{kN \cdot m}{m} \text{ por metro de ancho de la placa}$$

El momento último lo obtenemos de la siguiente tabla que nos facilita Lufort:

		FLEXIÓN POSITIVA (1)																
TIPO FORJADO	TIPO DE LOSA	Módulo resistente W _{int} (cm ³ /m)	Mu (m.KN/m)	β (°)	Rigidez (m ² .MNm)		M Limite de servicio(3) (m.KN/m)				Vu2(KN/m) (2)				ξ (%)	Rasante (KN/m)		
					Bruta E _{ib}	E _{isurada} E _{if}	Mo	Mo'	Mf	Mo,2	Md>Mfis,d		Md<Mfis,d					
											Mfis,d (m.KN /m)	Vu2	X1=50mm Va*	X1=100 mm Vu2*			Va*	Vu2*
(16+0)X120	1	3819	27,46	1,00	9,4	1,0	13,02	20,92	26,42	31,45	19,27	46,54	69	78,39	86	83,23	1	-
	2	3831	35,96	1,00	9,4	1,1	17,40	27,46	30,85	37,25	23,68	49,66	74	80,18	112	85,53	1	-
	3	3843	44,43	1,00	9,4	1,1	21,68	33,86	35,17	42,95	27,98	52,67	83	81,77	125	87,58	1	-
	4	3858	53,78	1,00	9,4	1,2	24,65	40,76	38,18	48,73	30,96	58,46	91	84,69	139	91,25	1	-
	5	3881	70,41	1,00	9,5	1,3	33,16	53,56	46,78	60,09	39,52	64,34	109	87,14	164	94,34	1	-
(16+5)X120	1	5970	41,01	2,17	20,4	2,44	20,34	25,44	41,29	47,88	30,11	60,96	87	97,66	119	102,18	1,3	98
	2	5992	53,20	2,17	20,4	2,81	27,23	33,42	48,26	56,67	37,04	64,07	94	99,73	135	104,74	1,3	98
	3	6014	65,28	2,17	20,5	2,78	33,94	41,19	55,04	65,27	43,79	67,07	105	101,59	151	107,03	1,3	98
	4	6035	81,72	2,17	20,5	2,88	38,54	49,60	59,72	73,56	48,42	72,82	117	104,67	167	110,84	1,3	98
	5	6078	105,5	2,17	20,6	3,20	51,92	65,15	73,24	90,71	61,87	78,77	139	107,58	198	114,38	1,3	98

Tabla 19. Características mecánicas de las losas LP-16 de la empresa Lufort.

Dado que $48,23 < 53,20 \frac{kN \cdot m}{m}$, la losa LP 16+5 cumple con las exigencias del presente proyecto. A continuación, se resumen sus características principales:

Losa alveolar de hormigón pretensado de Lufort LN 16+5	
Tipo de forjado	16+5(capa de compresión) x 120
Tipo de losa	16-2
Peso de la losa	3,75 kN/m ²

Tabla 20. Características de la losa LP-16 seleccionada

4.2. PREDIMENSIONADO DE LA ESTRUCTURA

Para realizar el predimensionado de las barras de la estructura, se ha partido de la premisa de que su esbeltez mínima sea inferior a 2. DB SE-A [3] (Art.6.3).

$$\bar{\lambda} \leq 2 \implies i \geq \frac{\beta \cdot L}{\lambda_{lim} \cdot \bar{\lambda}} \quad (15)$$

Partiendo de esta premisa se realiza el predimensionado, en el cual suponemos como punto de partida un coeficiente de pandeo $\beta = 1$ para todas las barras. Con esta condición despejando de la fórmula que se cita previamente, se obtiene el mínimo radio de giro que deben tener los pilares para cumplir la esbeltez reducida máxima. Una vez obtenidos los perfiles que satisfacen dicho radio de giro se introducen en CYPE 3D como dimensiones iniciales de las barras y se calcula la estructura.

Para ejemplificar este proceso, se muestra a continuación el cálculo del radio de giro de un pilar de un pórtico interior del plano XZ.

Diseño y cálculo de la estructura portante de un edificio de oficinas de dos alturas, con una superficie de 1080 m² por planta, situado en Onda (Castellón)

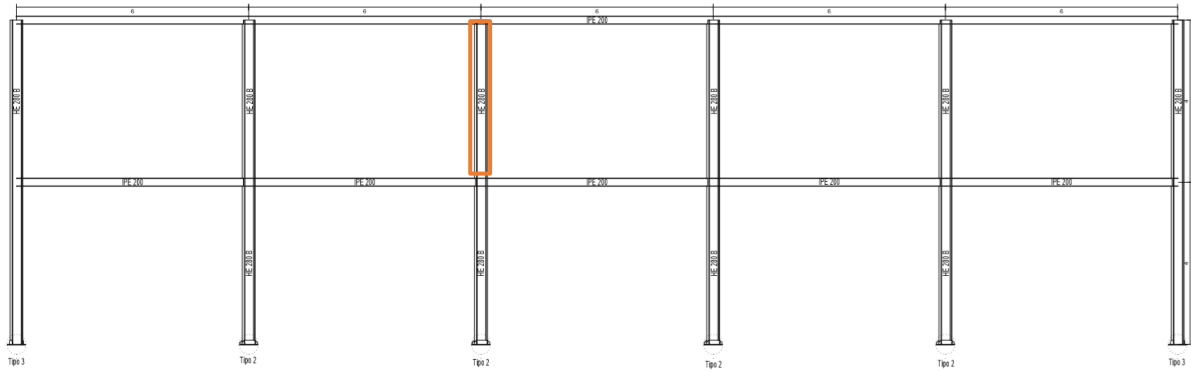


Figura 21. Pórtico interior.

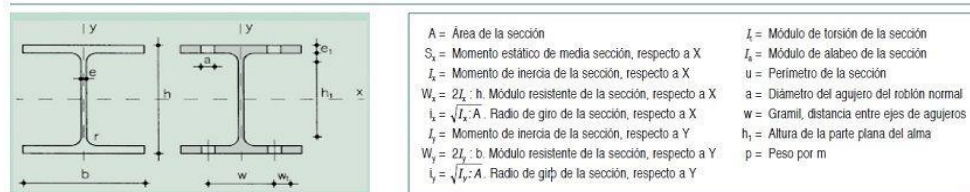
$$i \geq \frac{\beta \cdot L}{\lambda_{lim} \cdot \bar{\lambda}} = \frac{1 \cdot 400}{86,81 \cdot 2} = 2,30 \text{ cm} \quad (16)$$

Siendo:

$$\lambda_{lim} = \sqrt{\frac{E \cdot \pi^2}{f_{yd}}} = 86,81 \quad (17)$$

$$f_{yd} = \frac{275}{1,05} = 261,9 \frac{N}{mm^2} \quad (18)$$

Es decir, cumplirán aquellos perfiles con un radio de giro mayor de 2,30 cm.



Perfil	Dimensiones							Terminos de sección							Agujeros			Peso				
	h	b	e	e1	fy	h1	u	A	Sx	Ix	Wx	ix	Iy	Wy	iy	Iy	w		w1	a	p	
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	cm ²	cm ³	cm ⁴	cm ³	cm	cm ⁴	cm ³	cm	cm ⁴	mm	mm	mm	kg/m		
HEB 100	100	100	6,0	10,0	12	56	567	26,0	52,1	450	90	4,16	167	33	2,53	9,34	3.375	55	—	13	20,4	P
HEB 120	120	120	6,5	11,0	12	74	686	34,0	82,6	864	144	5,04	318	53	3,06	14,90	9.410	65	—	17	26,7	P
HEB 140	140	140	7,0	12,0	12	92	805	43,0	123,0	1.509	216	5,93	550	79	3,58	22,50	22.480	75	—	21	33,7	P
HEB 160	160	160	8,0	13,0	15	104	918	54,3	177,0	2.492	311	6,78	889	111	4,05	33,20	47.940	85	—	23	42,6	P
HEB 180	180	180	8,5	14,0	15	122	1.040	65,3	241,0	3.831	426	7,66	1.383	151	4,57	46,50	93.750	100	—	25	51,2	P
HEB 200	200	200	9,0	15,0	18	134	1.150	78,1	321,0	5.696	570	8,54	2.003	200	5,07	63,40	171.100	110	—	25	61,3	P
HEB 220	220	220	9,5	16,0	18	152	1.270	91,0	414,0	8.091	736	9,43	2.843	258	5,59	84,40	295.400	120	—	25	71,5	P
HEB 240	240	240	10,0	17,0	21	164	1.380	106,0	527,0	11.259	938	10,30	3.923	327	6,08	110,00	486.900	90	35	25	83,2	P
HEB 260	260	260	10,0	17,5	24	177	1.500	118,4	641,0	14.919	1.150	11,20	5.135	395	6,58	130,00	753.700	100	40	25	93,0	P
HEB 280	280	280	10,5	18,0	24	196	1.620	131,4	767,0	19.270	1.380	12,10	6.595	471	7,09	153,00	1.130.000	110	45	25	103,0	P
HEB 300	300	300	11,0	19,0	27	208	1.730	149,1	934,0	25.166	1.680	13,00	8.563	571	7,58	192,00	1.688.000	120	50	25	117,0	P
HEB 320	320	300	11,5	20,5	27	225	1.770	161,3	1.070,0	30.823	1.930	13,80	9.239	616	7,57	241,00	2.069.000	120	50	25	127,0	P
HEB 340	340	300	12,0	21,5	27	243	1.810	170,9	1.200,0	36.656	2.160	14,60	9.690	646	7,53	278,00	2.454.000	120	50	25	134,0	P

Figura 22. Tabla de perfiles HEB. Fuente: www.ingemecanica.com.

Comenzaremos el predimensionado con perfiles HEB 100 en los pilares e IPE 200 en las vigas. Una vez introducidos estos perfiles iniciales en CYPE, se comprueba la necesidad de utilizar perfiles superiores que sean capaces de soportar los esfuerzos a los que está sometida la estructura del presente proyecto.

Finalmente, tal y como se justificará en los siguientes apartados, se seleccionan perfiles HEB 340 y 280 para los pilares, y perfiles IPE 200 a 450 para las vigas, a fin de dar cumplimiento a los distintos ELU y ELS.

5. DIMENSIONADO DE LA ESTRUCTURA

5.1. DIMENSIONADO DE LOS PILARES

Para llevar a cabo el dimensionado de los pilares se comprueba que se cumplan las exigencias del Código Técnico de la Edificación DB-SE Art.10.

Así pues, estas exigencias se comprobarán mediante el cumplimiento de los Estados Límite. Dichas comprobaciones se han llevado a cabo con la utilización del programa CYPE 3D.

a) ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

A continuación, se lleva a cabo para la comprobación del criterio de integridad el cálculo del desplome relativo y total. Para dar cumplimiento a la exigencia básica de aptitud de servicio, se debe comprobar que el desplome local sea inferior a 1/250 y que el desplome total sea inferior a 1/500.

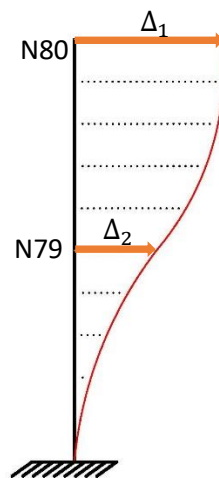


Figura 23. Desplomes. Pilar ejemplo 79-80.

Estos cálculos no aparecen con CYPE 3D. Sin embargo, el programa proporciona los datos necesarios de desplazamientos en los nudos que se utilizan para obtener dicha comprobación.

Se ha seleccionado el pilar que va del N79 al N80 ya que resulta ser el más desfavorable para la combinación de viento $V(90^\circ)$ H2.

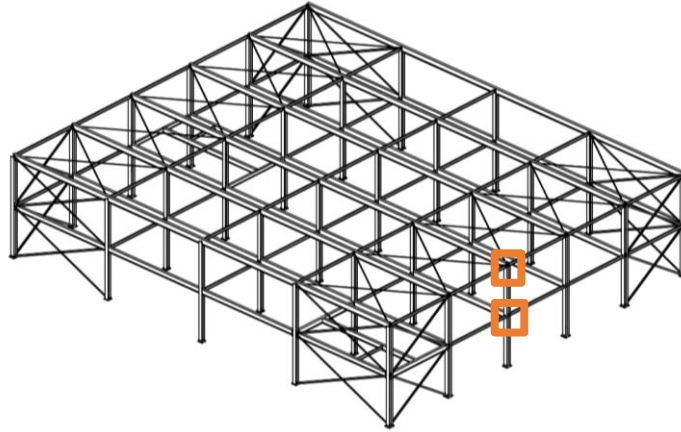


Figura 24. Barra correspondiente a los nudos 79 y 80

$$f_{local} = \frac{\Delta_1 - \Delta_2}{H} = \frac{2,043 - 1,698}{4000} = 86,25 \cdot 10^{-6} < \frac{1}{250} \quad (19)$$

$$f_{total} = \frac{\Delta_1}{H} = \frac{2,043}{8000} = 255,375 \cdot 10^{-6} < \frac{1}{500} \quad (20)$$

Por lo tanto, el pilar más desfavorable cumple a flecha relativa y absoluta, de tal forma que no se necesita un perfil de mayor inercia. Dicho pilar cumple el Estado Límite de Deformación.

b) ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS

Se comprueba la resistencia del pilar a compresión. Según el DB-SE-A Art.6.3.2 “*N_{c,Rd}, no superará la resistencia plástica de la sección bruta, N_{pl,Rd}, y será menor que la resistencia última de la barra a pandeo, N_{b,Rd}”*”, cuyo cálculo se muestra en los apartados siguientes donde se adjuntan las verificaciones que realiza CYPE.

Para llevar a cabo la comprobación de estabilidad se obtienen los coeficientes β según el método de cálculo general en pilares de edificios. DB SE-A Art. 6.3.2.5 [3].

- Para los casos cuyo pilar esté unido rígidamente al resto de elementos de un pórtico intraslacional se puede obtener la longitud de pandeo (L_k) mediante la siguiente fórmula:

$$\beta = \frac{L_k}{L} = \frac{1+0,145 \cdot (\eta_1 + \eta_2) - 0,265 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2}{2 - 0,364 \cdot (\eta_1 + \eta_2) - 0,247 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2} \leq 1 \quad (21)$$

- La longitud de pandeo de los pilares que están unidos rígidamente al resto de elementos de un pórtico traslacional se obtiene de la siguiente forma:

$$\beta = \frac{L_k}{L} = \sqrt{\frac{1 - 0,2 \cdot (\eta_1 + \eta_2) - 0,12 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2}{1 - 0,8 \cdot (\eta_1 + \eta_2) + 0,6 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2}} \geq 1 \quad (22)$$

Los coeficientes de distribución η_1 y η_2 utilizados en las fórmulas anteriores toman sus valores a partir de las siguientes ecuaciones:

$$\eta_1 = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}} \quad (23)$$

$$\eta_2 = \frac{K_c + K_2}{K_c + K_2 + K_{21} + K_{22}} \quad (24)$$

siendo

- K_c coeficiente de rigidez EI/L del tramo de pilar analizado;
- K_i coeficiente de rigidez EI/L del siguiente tramo de pilar en el nudo i , nulo caso de no existir;
- K_{ij} coeficiente de rigidez eficaz de la viga en el nudo i , y posición j : $K_{ij} = \psi \cdot E \cdot I_{ij} / L_{ij}$
- ψ coeficiente que tiene en cuenta las condiciones de coacción al giro en el extremo alejado de la viga.

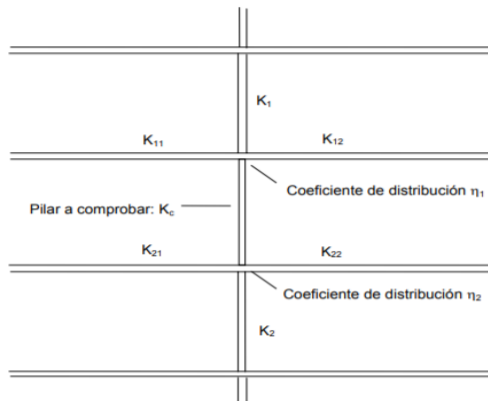


Figura 25. Figura 6.5 del DB SE-A. Coeficientes de distribución

Los coeficientes que tienen en cuenta la coacción al giro de las vigas se determinan según la Tabla 21. En nuestro caso escogeremos para las vigas los coeficientes para casos traslacionales e intraslacionales, pues es posible tener ambas situaciones.

Condiciones de coacción al giro en la viga en el extremo contrario al considerado.	Coeficiente de rigidez eficaz K de la viga	
	sin compresión relevante	con compresión ⁽¹⁾
empotrado	1,0 EI/L	1,0 EI/L (1-0,4 N/N _{crit})
articulado	0,75 EI/L	0,75 EI/L (1 - 1,0 N/N _{crit})
giro igual y de igual signo	1,5 EI/L	1,5 EI/L (1-0,2 N/N _{crit})
giro igual y de signo opuesto	0,5 EI/L	0,5 EI/L (1-1,0 N/N _{crit})
giro θ_a en el nudo considerado y giro θ_b en el otro	$(1 + 0,5 \theta_b / \theta_a) EI/L$	-

⁽¹⁾ N_{crit} se refiere al valor crítico a compresión de la viga considerada. El caso general (-) no está contemplado

Tabla 21. Tabla 6.5 del DB-SE-A. Coeficiente de rigidez eficaz para una viga en comportamiento elástico

Seguidamente describiremos un ejemplo de cálculo del pandeo de un pilar del pórtico intraslacional de fachada del plano XZ de la edificación:

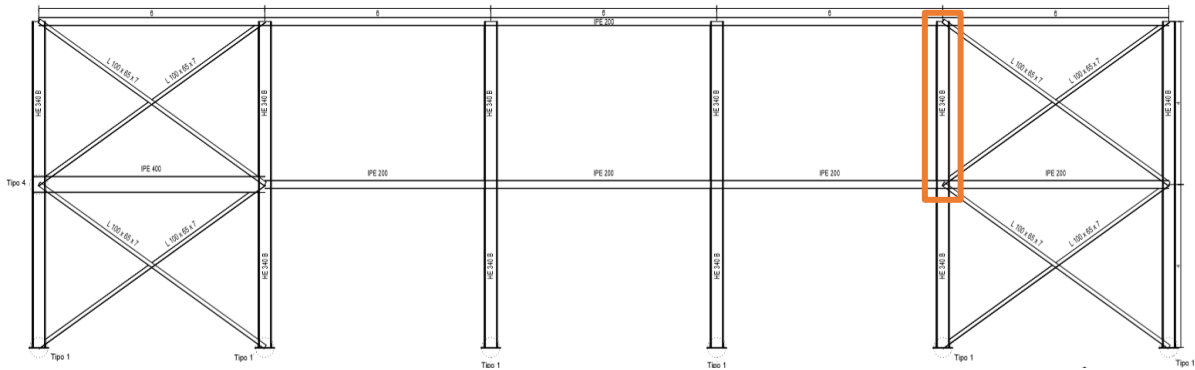


Figura 26. Captura de CYPE3D. Pilar seleccionado de ejemplo de cálculo

- Pilar inferior HEB 340, L=4m e I=9690 cm⁴
- Viga izquierda superior: IPE 200, L=6m e I=1943 cm⁴
- Viga derecha superior: IPE 200, L=6m e I=1943 cm⁴
- Viga izquierda inferior IPE 200, L=6m e I=1943 cm⁴
- Viga derecha inferior: IPE 200, L=6m e I=1943 cm⁴

Para dicho pilar mediante las fórmulas mencionadas anteriormente se obtienen los siguientes resultados:

$\eta_1=0,882$

$\eta_2=0,937$

$\beta=0,91 \leq 1$, en cuyo caso cumple la condición de pórticos intraslacionales.

Dada la dificultad de llevar a cabo el cálculo del coeficiente β para cada pilar, se implementa este cálculo en una hoja Excel para automatizar y agilizar la obtención de los resultados.

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	T	U
1	PÓRTICO FACHADA																				
2	TRASLACIONAL		1,5																		
3	INTRASLACIONAL		0,5																		
4		PILAR	PILAR ARRIBA		PILAR ABAJO		VIGA IZQUIERDA		VIGA DERECHA		CÁLCULO TRASLACIONAL			CÁLCULO INTRASLACIONAL							
5	NUM	LONGITUD	INERCIA	LONGITUD	INERCIA	LONGITUD	INERCIA	LONGITUD	INERCIA	LONGITUD	INERCIA	η_1	η_2	β	η_1	η_2	β				
6	debajo 1	4	9690	4	9690	0	9690	0	1943	6	1943	0,908877738	0	1,731554646	0,967661402	0	0,68799202				
7	debajo 2	4	9690	4	9690	0	9690	6	1943	6	1943	0,832975157	0	1,580527604	0,937348854	0	0,680991675				
8	debajo 3	4	9690	4	9690	0	9690	6	1943	6	1943	0,832975157	0	1,580527604	0,937348854	0	0,680991675				
9	debajo 4	4	9690	4	9690	0	9690	6	1943	6	1943	0,832975157	0	1,580527604	0,937348854	0	0,680991675				
10	debajo 5	4	9690	4	9690	0	9690	6	1943	6	1943	0,832975157	0	1,580527604	0,937348854	0	0,680991675				
11	debajo 6	4	9690	4	9690	0	9690	6	1943	0	1943	0,908877738	0	1,731554646	0,967661402	0	0,68799202				
12	arriba 1	4	9690	0	9690	4	9690	0	1943	6	1943	0,832975157	0,908877738	3,037968422	0,937348854	0,967661402	0,94033476				
13	arriba 2	4	9690	0	9690	4	9690	6	1943	6	1943	0,713759576	0,832975157	2,278047509	0,882085205	0,937348854	0,907106348				
14	arriba 3	4	9690	0	9690	4	9690	6	1943	6	1943	0,713759576	0,832975157	2,278047509	0,882085205	0,937348854	0,907106348				
15	arriba 4	4	9690	0	9690	4	9690	6	1943	6	1943	0,713759576	0,832975157	2,278047509	0,882085205	0,937348854	0,907106348				
16	arriba 5	4	9690	0	9690	4	9690	6	1943	6	1943	0,713759576	0,832975157	2,278047509	0,882085205	0,937348854	0,907106348				
17	arriba 6	4	9690	0	9690	4	9690	6	1943	0	1943	0,832975157	0,908877738	3,037968422	0,937348854	0,967661402	0,94033476				
18	P.INT.FACHADA LATERAL																				
19		PILAR	PILAR ARRIBA		PILAR ABAJO		VIGA IZQUIERDA ARRIBA		VIGA IZQUIERDA ABAJO		VIGA DERECHA ARRIBA		VIGA DERECHA ABAJO		CÁLCULO TRASLACIONAL			CÁLCULO INTRASLACIONAL			
20	NUM	LONGITUD	INERCIA	LONGITUD	INERCIA	LONGITUD	INERCIA	LONGITUD	INERCIA	LONGITUD	INERCIA	LONGITUD	INERCIA	LONGITUD	INERCIA	η_1	η_2	β	η_1	η_2	β
21	inferior 1	4	36660	4	36660	0	36660	0	33740	0	23130	9	33740	9	23130	0,826233942	0	1,569173523	0,934488912	0	0,680270229
22	inferior 2	4	19270	4	19270	0	19270	9	33740	9	23130	9	33740	9	23130	0,555491496	0	1,264861342	0,753061224	0	0,639888906
23	inferior 3	4	19270	4	19270	0	19270	9	33740	9	23130	9	33740	9	23130	0,555491496	0	1,264861342	0,753061224	0	0,639888906
24	inferior 4	4	19270	4	19270	0	19270	9	33740	9	23130	9	33740	9	23130	0,555491496	0	1,264861342	0,753061224	0	0,639888906
25	inferior 5	4	36660	4	36660	0	36660	9	33740	9	23130	0	33740	0	23130	0,826233942	0	1,569173523	0,907226133	0	0,674004953
26	superior 1	4	36660	0	36660	4	36660	0	33740	0	23130	9	33740	9	23130	0,619745295	0,826233942	2,077527486	0,877033493	0,934488912	0,90417354
27	superior 2	4	19270	0	19270	4	19270	9	33740	9	23130	9	33740	9	23130	0,299891062	0,555491496	1,395064955	0,603927987	0,753061224	0,764761824
28	superior 3	4	19270	0	19270	4	19270	9	33740	9	23130	9	33740	9	23130	0,299891062	0,555491496	1,395064955	0,603927987	0,753061224	0,764761824
29	superior 4	4	19270	0	19270	4	19270	9	33740	9	23130	9	33740	9	23130	0,299891062	0,555491496	1,395064955	0,603927987	0,753061224	0,764761824
30	superior 5	4	36660	0	36660	4	36660	9	33740	9	23130	0	33740	0	23130	0,619745295	0,826233942	2,077527486	0,830204821	0,907226133	0,87739884

Figura 27. Cálculo de los coeficientes de pandeo en la hoja de cálculo

Una vez calculados los coeficientes de pandeo de todas las barras, éstos se introducen en CYPE3D de acuerdo con los perfiles previamente dimensionados para comprobar la resistencia de cada uno de los pilares. Así pues, se adjuntan las diferentes comprobaciones que se han obtenido para el pilar más desfavorable, es decir con un factor de aprovechamiento mayor. A este pilar corresponde el ejemplo de cálculo del coeficiente β del apartado anterior.

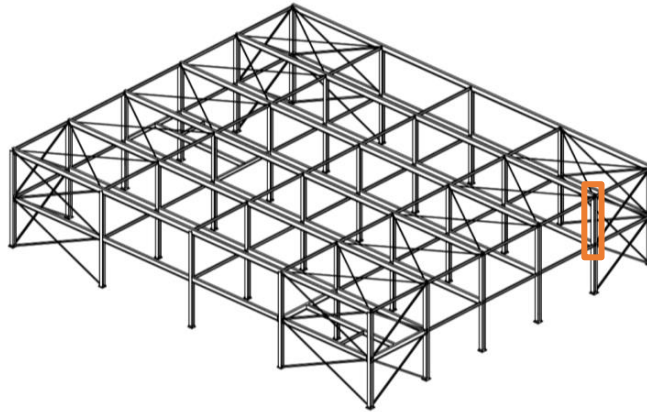


Figura 28. Vista 3D del pilar objeto de estudio.

Barra N73/N74

Perfil: HE 340 B Material: Acero (S275)		Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas			
Inicial	Final	Área (cm ²)	I _y ⁽¹⁾ (cm ⁴)		I _z ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _t ⁽²⁾ (cm ⁴)		
N73	N74	4.000	170.90	36660.00	9690.00	257.20		
Notas:								
⁽¹⁾ Inercia respecto al eje indicado								
⁽²⁾ Momento de inercia a torsión uniforme								
	Pandeo		Pandeo lateral					
		Plano XY	Plano XZ	Ala sup.	Ala inf.			
	β	1.40	0.91	0.00	0.00			
	L _K	5.600	3.628	0.000	0.000			
	C _m	1.000	1.000	1.000	1.000			
C ₁	-		1.000					
Notación:								
β : Coeficiente de pandeo								
L _K : Longitud de pandeo (m)								
C _m : Coeficiente de momentos								
C ₁ : Factor de modificación para el momento crítico								

Barra	COMPROBACIONES (CTE DB SE-A)														Estado	
	λ	λ_w	N _t	N _c	M _y	M _z	V _z	V _y	M _y V _z	M _z V _y	NM _y M _z	NM _y M _z V _y V _z	M _t	M _t V _z		M _t V _y
N73/N74	$\lambda < 2.0$ Cumpl e	$\lambda_w \leq \lambda_{w,m}$ áx Cumple	x: 4 m $\eta = 0.4$	x: 0 m $\eta = 10.2$	x: 0 m $\eta = 0.4$	x: 4 m $\eta = 75.4$	$\eta = 0.1$	x: 0 m $\eta = 4.5$	$\eta < 0.1$	$\eta < 0.1$	x: 4 m $\eta = 93.3$	$\eta < 0.1$	$\eta < 0.1$	$\eta < 0.1$	x: 0 m $\eta = 4.5$	CUMPL E

																	$\eta =$ 93.3
<p>Notación: λ: Limitación de esbeltez λ_w: Abolladura del alma inducida por el ala comprimida N_t: Resistencia a tracción N_c: Resistencia a compresión M_y: Resistencia a flexión eje Y M_z: Resistencia a flexión eje Z V_z: Resistencia a corte Z V_y: Resistencia a corte Y M_yV_z: Resistencia a momento flector Y y fuerza cortante Z combinados M_zV_y: Resistencia a momento flector Z y fuerza cortante Y combinados NM_yM_z: Resistencia a flexión y axil combinados $NM_yM_zV_yV_z$: Resistencia a flexión, axil y cortante combinados M_t: Resistencia a torsión M_tV_z: Resistencia a cortante Z y momento torsor combinados M_tV_y: Resistencia a cortante Y y momento torsor combinados x: Distancia al origen de la barra η: Coeficiente de aprovechamiento (%)</p>																	

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

La esbeltez reducida $\bar{\lambda}$ de las barras comprimidas debe ser inferior al valor 2.0.

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

λ : 0.84 ✓

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. **Clase:** 1

A: Área de la sección bruta para las secciones de clase 1, 2 y 3. **A:** 170.90 cm²

f_y: Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1) **f_y:** 265.00 MPa

N_{cr}: Axil crítico de pandeo elástico. **N_{cr}:** 6404.23 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}:** 57726.73 kN

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{L_{ky}^2}$$

b) Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Z. **N_{cr,z}:** 6404.23 kN

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L_{kz}^2}$$

c) Axil crítico elástico de pandeo por torsión. **N_{cr,t}:** ∞

$$N_{cr,t} = \frac{1}{i_0^2} \cdot \left[G \cdot I_t + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_w}{L_{kt}^2} \right]$$

Donde:

I_y: Momento de inercia de la sección bruta, respecto al eje Y. **I_y:** 36660.00 cm⁴

I_z: Momento de inercia de la sección bruta, respecto al eje Z. **I_z:** 9690.00 cm⁴

I_t: Momento de inercia a torsión uniforme. **I_t:** 257.20 cm⁴

I_w : Constante de alabeo de la sección.	I_w : <u>2454000.00</u> cm ⁶
E : Módulo de elasticidad.	E : <u>210000</u> MPa
G : Módulo de elasticidad transversal.	G : <u>81000</u> MPa
L_{ky} : Longitud efectiva de pandeo por flexión, respecto al eje Y.	L_{ky} : <u>3.628</u> m
L_{kz} : Longitud efectiva de pandeo por flexión, respecto al eje Z.	L_{kz} : <u>5.600</u> m
L_{kt} : Longitud efectiva de pandeo por torsión.	L_{kt} : <u>0.000</u> m
i_o : Radio de giro polar de la sección bruta, respecto al centro de torsión.	i_o : <u>16.47</u> cm
$i_o = (\bar{r}_y^2 + i_z^2 + y_o^2 + z_o^2)^{0.5}$	
Siendo:	
i_y , i_z : Radios de giro de la sección bruta, respecto a los ejes principales de inercia Y y Z.	i_y : <u>14.65</u> 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.	i_z : <u>7.53</u> cm
	y_o : <u>0.00</u> mm
	z_o : <u>0.00</u> mm

Resistencia a tracción (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.3)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{t,Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1$$

η: 0.004 ✓

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N74, para la combinación de acciones 0.8·PP+1.5·V(90°)H1.

N_{t,Ed}: Axil de tracción solicitante de cálculo pésimo. **N_{t,Ed}**: 18.81 kN

La resistencia de cálculo a tracción **N_{t,Rd}** viene dada por:

N_{t,Rd} = A · f_{yd} **N_{t,Rd}**: 4313.19 kN

Donde:

A: Área bruta de la sección transversal de la barra. **A**: 170.90 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. **γ_{M0}**: 1.05

Resistencia a compresión (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.5)

Se debe satisfacer:

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

η : 0.065 ✓

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

η : 0.102 ✓

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N73, para la combinación de acciones

1.35·PP+1.5·permanente+1.5·cubiertanotransitable+1.5·Antepecho+0.9·V(18 0°)H1+0.75·N(EI).

$N_{c,Ed}$: Axil de compresión solicitante de cálculo pésimo.

$N_{c,Ed}$: 279.85 kN

La resistencia de cálculo a compresión $N_{c,Rd}$ viene dada por:

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

$N_{c,Rd}$: 4313.1 kN

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.

Clase: 1

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

A: 170.90 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: 265.0 MPa

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

γ_{M0}: 1.05

Resistencia a pandeo: (CTE DB SE-A, Artículo 6.3.2)

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

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

$N_{b,Rd}$: 2745.3 kN

Donde:

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

A: 170.90 cm²

f_{yd}: Resistencia de cálculo del acero.

f_{yd}: 252.38 MPa

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

Siendo:

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

f_y: 265.0 MPa

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

γ_{M1} : 1.05

χ : Coeficiente de reducción por pandeo.

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

χ_y : 0.97

χ_z : 0.64

Siendo:

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

φ_y : 0.55

φ_z : 1.01

α : Coeficiente de imperfección elástica.

α_y : 0.34

α_z : 0.49

λ : Esbeltez reducida.

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

λ_y : 0.28

λ_z : 0.84

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

6404.

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

N_{cr} : 23 kN

57726

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

$N_{cr,y}$: .73 kN

6404.

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

$N_{cr,z}$: 23 kN

$N_{cr,T}$: ∞

Resistencia a flexión eje Y (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.6)

Se debe satisfacer:

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

η : 0.004 ✓

Para flexión positiva:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N73, para la combinación de acciones

1.35·PP+1.05·permanente+1.05·cubiertanotransitable+1.05·Antepecho+1.5·V(90°)H2+0.75·N(EI).

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

M_{Ed}^+ : 2.59 kN·m

Para flexión negativa:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N73, para la combinación de acciones 0.8·PP+1.5·V(0°)H2.

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

M_{Ed}^- : 1.18 kN·m

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

$$M_{c,Rd} = W_{pl,y} \cdot f_{yd}$$

$M_{c,Rd}$: 607.73 kN·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: 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}: 2408.0 cm³

f_{yd}: Resistencia de cálculo del acero.

f_{yd}: 252.38 MPa

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

Siendo:

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

f_y: 265.0 MPa

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

γ_{MO}: 1.05

Resistencia a pandeo lateral: (CTE DB SE-A, Artículo 6.3.3.2)

No procede, dado que las longitudes de pandeo lateral son nulas.

Resistencia a flexión eje Z (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.6)

Se debe satisfacer:

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

η: 0.754 ✓

Para flexión positiva:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N74, para la combinación de acciones

1.35·PP+1.5·permanente+1.5·cubiertanotransitable+0.9·V(270°)H1+0.75·N(EI).

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

M_{Ed}⁺: 187.66 kN·m

Para flexión negativa:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N74, para la combinación de acciones 0.8·PP+1.05·Antepecho+1.5·V(0°)H2.

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

M_{Ed}⁻: 13.34 kN·m

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

$$M_{c,Rd} = W_{pl,z} \cdot f_{yd}$$

M_{c,Rd}: 248.77 kN·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: 1

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

W_{pl,z}: 985.70 cm³

f_{yd}: Resistencia de cálculo del acero.

f_{yd}: 252.38 MPa

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

Siendo:

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

f_y : 265.00 MPa

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

γ_{Mo} : 1.05

Resistencia a momento flector Y y fuerza cortante Z combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No es necesario reducir la resistencia de cálculo a flexión, ya que el esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_{Ed} no es superior al 50% de la resistencia de cálculo a cortante $V_{c,Rd}$.

$$V_{Ed} \leq \frac{V_{c,Rd}}{2}$$

$$0.77 \text{ kN} \leq 408.65 \text{ kN} \quad \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones

1.35·PP+1.05·permanente+1.05·cubiertanotransitable+1.05·Antepecho+1.5·V(90°)H2.

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

V_{Ed} : 0.77 kN

$V_{c,Rd}$: Esfuerzo cortante resistente de cálculo.

$V_{c,Rd}$: 817.30 kN

Resistencia a momento flector Z y fuerza cortante Y combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No es necesario reducir la resistencia de cálculo a flexión, ya que el esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_{Ed} no es superior al 50% de la resistencia de cálculo a cortante $V_{c,Rd}$.

$$V_{Ed} \leq \frac{V_{c,Rd}}{2}$$

$$89.47 \text{ kN} \leq 985.45 \text{ kN} \quad \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones

1.35·PP+1.5·permanente+1.5·cubiertanotransitable+0.9·V(0°)H1+0.75·N(EI).

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

V_{Ed} : 89.47 kN

$V_{c,Rd}$: Esfuerzo cortante resistente de cálculo.

$V_{c,Rd}$: 1970.90 kN

Resistencia a flexión y axil combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,Rd,y}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,Rd,z}} \leq 1 \quad \eta: \underline{0.817} \checkmark$$

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{\gamma_y \cdot A \cdot f_{yd}} + k_y \cdot \frac{C_{m,y} \cdot M_{y,Ed}}{\gamma_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot f_{yd}} + \alpha_z \cdot k_z \cdot \frac{C_{m,z} \cdot M_{z,Ed}}{W_{pl,z} \cdot f_{yd}} \leq 1 \quad \eta: \underline{0.566} \checkmark$$

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{\gamma_z \cdot A \cdot f_{yd}} + \alpha_y \cdot k_y \cdot \frac{C_{m,y} \cdot M_{y,Ed}}{W_{pl,y} \cdot f_{yd}} + k_z \cdot \frac{C_{m,z} \cdot M_{z,Ed}}{W_{pl,z} \cdot f_{yd}} \leq 1 \quad \eta: \underline{0.933} \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en el nudo N74, para la combinación de acciones 1.35·PP+1.5·permanente+1.5·cubiertanotransitable+1.5·Antepecho+0.9·V(27°)H1+0.75·N(EI).

Donde:

N_{c,Ed} : Axil de compresión solicitante de cálculo pésimo.	N_{c,Ed} : <u>272.39</u> kN
M_{y,Ed} , M_{z,Ed} : Momentos flectores solicitantes de cálculo pésimos, según los ejes Y y Z, respectivamente.	M_{y,Ed} : <u>0.22</u> kN·m M_{z,Ed} : <u>187.34</u> kN·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 : <u>1</u>
N_{pl,Rd} : Resistencia a compresión de la sección bruta.	N_{pl,Rd} : <u>4313.1</u> 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} : <u>607.73</u> kN·m M_{pl,Rd,z} : <u>248.77</u> kN·m

Resistencia a pandeo: (CTE DB SE-A, Artículo 6.3.4.2)

A: Área de la sección bruta.	A: <u>170.90</u> 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} : <u>2408.0</u> cm ³ W_{pl,z} : <u>985.70</u> cm ³
f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.	f_{yd} : <u>252.38</u> MPa
$f_{yd} = f_y / \gamma_{M1}$	
Siendo:	
f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)	f_y : <u>265.00</u> MPa
γ_{M1} : Coeficiente parcial de seguridad del material.	γ_{M1} : <u>1.05</u>

k_y, **k_z**: Coeficientes de interacción.

$$k_y = 1 + (\bar{\lambda}_y - 0.2) \cdot \frac{N_{c,Ed}}{\gamma_y \cdot N_{c,Rd}} \quad k_y: \underline{1.01}$$

$$k_z = 1 + (2 \cdot \bar{\lambda}_z - 0.6) \cdot \frac{N_{c,Ed}}{\gamma_z \cdot N_{c,Rd}} \quad k_z: \underline{1.11}$$

$C_{m,y}, C_{m,z}$: 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.	$\chi_y : \underline{0.97}$
	$\chi_z : \underline{0.64}$
λ_y, λ_z : Esbelteces reducidas con valores no mayores que 1.00, en relación a los ejes Y y Z, respectivamente.	$\lambda_y : \underline{0.28}$
	$\lambda_z : \underline{0.84}$
α_y, α_z : Factores dependientes de la clase de la sección.	$\alpha_y : \underline{0.60}$
	$\alpha_z : \underline{0.60}$

Resistencia a flexión, axil y cortante combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No es necesario reducir las resistencias de cálculo a flexión y a axil, ya que se puede ignorar el efecto de abolladura por esfuerzo cortante y, además, el esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_{Ed} es menor o igual que el 50% del esfuerzo cortante resistente de cálculo $V_{c,Rd}$.

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones
 1.35·PP+1.5·permanente+1.5·cubiertanotransitable+0.9·V(0°)H1+0.75·N(EI).

$$V_{Ed,y} \leq \frac{V_{c,Rd,y}}{2}$$

$$89.47 \text{ kN} \leq 985.40 \text{ kN} \quad \checkmark$$

Donde:

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

$$V_{Ed,y} : \underline{89.47} \text{ kN}$$

$V_{c,Rd,y}$: Esfuerzo cortante resistente de cálculo.

$$V_{c,Rd,y} : \underline{1970.80} \text{ kN}$$

5.2. DIMENSIONADO DE VIGAS

a) ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

Se va a realizar un ejemplo de comprobación del Estado Límite de Deformación de la flecha relativa de la viga más desfavorable, cuyas comprobaciones se adjuntan posteriormente.

Se va a comprobar que la flecha relativa sea inferior a 1/400 siguiendo el criterio de integridad siendo este el más restrictivo de los tres criterios (integridad, confort y apariencia).

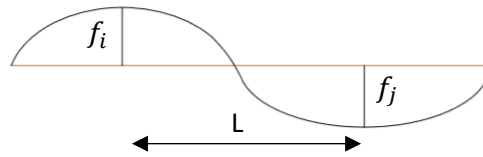


Figura 29. Flecha máxima y mínima

$$f_{ij} = \frac{|f_i - f_j|}{2 \cdot L} < f_{r,adm} = \frac{1}{400} \quad (25)$$

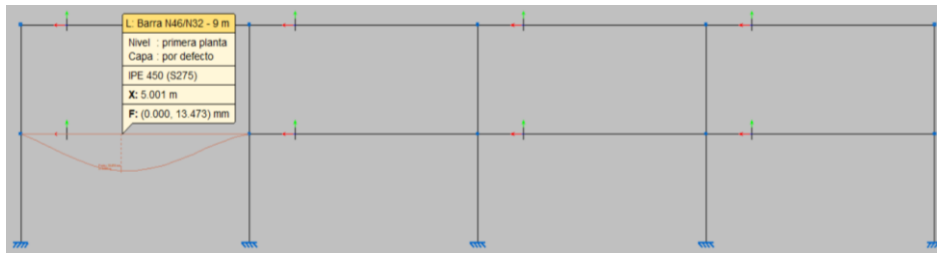


Figura 30. Barra objeto de estudio.

$$f = \frac{|0 - 13,473|}{2 \cdot 6000} = 1,122 \cdot 10^{-3} < \frac{1}{400}$$

En la siguiente tabla se muestran los Estados Límite de Servicio para la viga más desfavorable.

Flechas								
Grupo	Flecha máxima absoluta xy		Flecha máxima absoluta xz		Flecha activa absoluta xy		Flecha activa absoluta xz	
	Flecha máxima relativa xy		Flecha máxima relativa xz		Flecha activa relativa xy		Flecha activa relativa xz	
	Pos. (m)	Flecha (mm)	Pos. (m)	Flecha (mm)	Pos. (m)	Flecha (mm)	Pos. (m)	Flecha (mm)
N46/N	4.500	0.13	5.063	13.47	4.500	0.25	5.063	13.88
32	4.500	L/(>1000)	5.063	L/667.9	4.500	L/(>1000)	5.063	L/667.9

b) ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS

Se ha comprobado la resistencia a pandeo de las vigas, para ello se han introducido las diferentes β en el programa CYPE3D. El cálculo de estos coeficientes es más sencillo que en los pilares, ya que tomará valor '1' en el plano vertical (XZ) asumiéndose del lado de la seguridad los extremos de la viga articulados y valor '0' en el plano horizontal (XY), al considerarse el pandeo en este plano impedido por el forjado.

Así pues, se adjuntan las comprobaciones de la viga más desfavorable.

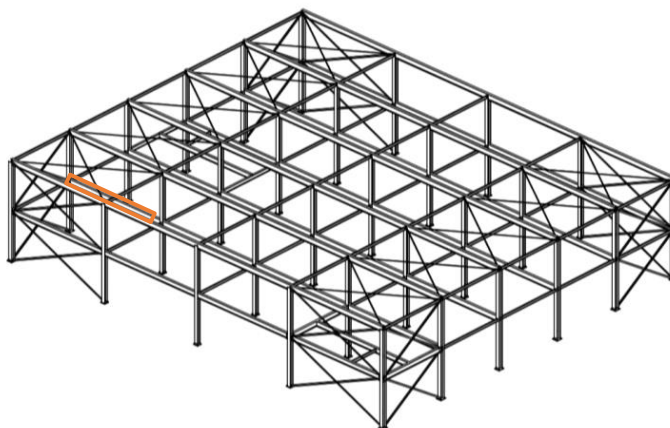


Figura 31. Vista 3D, viga objeto de estudio.

Barra N46/N32

Perfil: IPE 450		Material: Acero (S275)						
	Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas				
	Inicial	Final		Área (cm ²)	I _y ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _z ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _t ⁽²⁾ (cm ⁴)	
	N46	N32	9.000	98.80	33740.00	1676.00	66.90	
	Notas: (1) Inercia respecto al eje indicado (2) Momento de inercia a torsión uniforme							
			Pandeo		Pandeo lateral			
			Plano XY	Plano XZ	Ala sup.	Ala inf.		
β	0.00	1.00	0.00	0.00				
L _K	0.000	9.000	0.000	0.000				
C _m	1.000	1.000	1.000	1.000				
C ₁	-			1.000				
Notación: β: Coeficiente de pandeo L _K : Longitud de pandeo (m) C _m : Coeficiente de momentos C ₁ : Factor de modificación para el momento crítico								

Barra	COMPROBACIONES (CTE DB SE-A)														Estado	
	λ	λ _w	N _t	N _c	M _y	M _z	V _z	V _y	M _y V _z	M _z V _y	NM _y M _z	NM _y M _z V _y V _z	M _t	M _t V _z		M _t V _y
N46/N32	λ < 2.0 Cumplido	λ _w ≤ λ _{w,m} Cumple	η = 2.4	η = 0.8	x: 0 m η = 89.6	x: 0 m η = 0.1	x: 0 m η = 33.2	η < 0.1	η < 0.1	η < 0.1	x: 0 m η = 90.9	η < 0.1	M _{Ed} = 0.00 N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽²⁾	CUMPL E η = 90.9
Notación: λ: Limitación de esbeltez λ _w : Abolladura del alma inducida por el ala comprimida N _t : Resistencia a tracción N _c : Resistencia a compresión M _y : Resistencia a flexión eje Y M _z : Resistencia a flexión eje Z																

V_z: Resistencia a corte Z
V_y: Resistencia a corte Y
M_yV_z: Resistencia a momento flector Y y fuerza cortante Z combinados
M_zV_y: Resistencia a momento flector Z y fuerza cortante Y combinados
NM_yM_z: Resistencia a flexión y axil combinados
NM_yM_zV_yV_z: Resistencia a flexión, axil y cortante combinados
M_t: Resistencia a torsión
M_tV_z: Resistencia a cortante Z y momento torsor combinados
M_tV_y: Resistencia a cortante Y y momento torsor combinados
x: Distancia al origen de la barra
η: Coeficiente de aprovechamiento (%)
N.P.: No procede

Comprobaciones que no proceden (N.P.):

⁽¹⁾ La comprobación no procede, ya que no hay momento torsor.

⁽²⁾ No hay interacción entre momento torsor y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

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

La esbeltez reducida $\bar{\lambda}$ de las barras comprimidas debe ser inferior al valor 2.0.

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

λ : 0.55 ✓

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.

Clase: 4

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

A_{ef}: 93.67 cm²

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

f_y: 275.00 MPa

N_{cr}: Axil crítico de pandeo elástico.

N_{cr}: 8633.35 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}: 8633.35 kN

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{L_{ky}^2}$$

b) Axil crítico elástico de pandeo por flexión respecto al eje Z.

N_{cr,z}: ∞

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L_{kz}^2}$$

c) Axil crítico elástico de pandeo por torsión.

N_{cr,T}: ∞

$$N_{cr,T} = \frac{1}{i_0^2} \cdot \left[G \cdot I_t + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_w}{L_{kt}^2} \right]$$

Donde:

I_y: Momento de inercia de la sección bruta, respecto al eje Y.

I_y: 33740.00 cm⁴

I_z: Momento de inercia de la sección bruta, respecto al eje Z.

I_z: 1676.00 cm⁴

I_t: Momento de inercia a torsión uniforme.

I_t: 66.90 cm⁴

I_w: Constante de alabeo de la sección.

I_w: 791000.00 cm⁶

E: Módulo de elasticidad.

E: 210000 MPa

G: Módulo de elasticidad transversal.

G: 81000 MPa

L_{ky} : Longitud efectiva de pandeo por flexión, respecto al eje Y.	L_{ky} : <u>9.000</u> m
L_{kz} : Longitud efectiva de pandeo por flexión, respecto al eje Z.	L_{kz} : <u>0.000</u> m
L_{kt} : Longitud efectiva de pandeo por torsión.	L_{kt} : <u>0.000</u> m
i_0 : Radio de giro polar de la sección bruta, respecto al centro de torsión.	i_0 : <u>18.93</u> cm
$i_0 = (\bar{i}_y^2 + \bar{i}_z^2 + y_0^2 + z_0^2)^{0.5}$	
Siendo:	
i_y, i_z : Radios de giro de la sección bruta, respecto a los ejes principales de inercia Y y Z.	i_y : <u>18.48</u> cm
y_0, z_0 : Coordenadas del centro de torsión en la dirección de los ejes principales Y y Z, respectivamente, relativas al centro de gravedad de la sección.	i_z : <u>4.12</u> cm
	y_0 : <u>0.00</u> mm
	z_0 : <u>0.00</u> mm

Resistencia a compresión (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.5)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1 \quad \eta : \underline{0.008} \quad \checkmark$$

$$\eta = \frac{N_{c,Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1 \quad \eta : \underline{0.008} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones 0.8·PP+1.05·sobrecargadeuso+1.05·Antepecho+1.5·V(270°)H1.

$$N_{c,Ed}: \text{Axil de compresión solicitante de cálculo pésimo.} \quad N_{c,Ed} : \underline{18.53} \text{ kN}$$

La resistencia de cálculo a compresión $N_{c,Rd}$ viene dada por:

$$N_{c,Rd} = A_{ef} \cdot f_{yd} \quad N_{c,Rd} : \underline{2453.21} \text{ kN}$$

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. **Clase** : 4

A_{ef} : Área de la sección eficaz para las secciones de clase 4. A_{ef} : 93.67 cm²

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 : <u>275.00</u> MPa
γ_{M0} : Coeficiente parcial de seguridad del material.	γ_{M0} : <u>1.05</u>

Resistencia a pandeo: (CTE DB SE-A, Artículo 6.3.2)

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

$N_{b,Rd} = \chi \cdot A_{ef} \cdot f_{yd}$	$N_{b,Rd}$: <u>2230.64</u> kN
---	--------------------------------

Donde:

A_{ef} : Área de la sección eficaz para las secciones de clase 4.	A_{ef} : <u>93.67</u> cm ²
f_{yd} : Resistencia de cálculo del acero.	f_{yd} : <u>261.90</u> MPa

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

Siendo:

f_y : Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)	f_y : <u>275.00</u> MPa
γ_{M1} : Coeficiente parcial de seguridad del material.	γ_{M1} : <u>1.05</u>

χ : Coeficiente de reducción por pandeo.

$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - (\bar{\lambda})^2}} \leq 1$	χ_y : <u>0.91</u>
--	------------------------

Siendo:

$\Phi = 0.5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0.2) + (\bar{\lambda})^2]$	ϕ_y : <u>0.69</u>
---	------------------------

α : Coeficiente de imperfección elástica.

α_y : 0.21

λ : Esbeltez reducida.

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

λ_y : 0.55

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

N_{cr} : 8633.35 kN

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

$N_{cr,y}$: 8633.35 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.

$N_{cr,T}$: ∞

Resistencia a flexión eje Y (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.6)

Se debe satisfacer:

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

$$\eta: \underline{0.896} \quad \checkmark$$

Para flexión positiva:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N46, para la combinación de acciones

0.8·PP+1.05·cubiertanotransitable+1.5·V(90°)H1+0.75·N(EI).

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

$$M_{Ed}^+: \underline{2.62} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Para flexión negativa:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N46, para la combinación de acciones

1.35·PP+1.5·permanente+1.5·Antepecho+0.9·V(270°)H2.

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

$$M_{Ed}^-: \underline{399.29} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

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

$$M_{c,Rd} = W_{pl,y} \cdot f_{yd}$$

$$M_{c,Rd}: \underline{445.76} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

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.

$$W_{pl,y}: \underline{1702.00} \text{ cm}^3$$

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.

$$\gamma_{M0}: \underline{1.05}$$

Resistencia a pandeo lateral: (CTE DB SE-A, Artículo 6.3.3.2)

No procede, dado que las longitudes de pandeo lateral son nulas.

Resistencia a flexión eje Z (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.6)

Se debe satisfacer:

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

$$\eta: \underline{0.001} \quad \checkmark$$

Para flexión positiva:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N46, para la combinación de acciones 0.8·PP+1.5·V(0°)H2.

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

$$M_{Ed}^+: \underline{0.09} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Para flexión negativa:

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N46, para la combinación de acciones 0.8·PP+1.05·permanente+1.5·V(180°)H1.

M_{Ed} : Momento flector solicitante de cálculo pésimo. M_{Ed} : 0.10 kN·m

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

$M_{c,Rd} = W_{pl,z} \cdot f_{yd}$ $M_{c,Rd}$: 72.29 kN·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:** 1

$W_{pl,z}$: Módulo resistente plástico correspondiente a la fibra con mayor tensión, para las secciones de clase 1 y 2. $W_{pl,z}$: 276.00 cm³

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

Resistencia a momento flector Y y fuerza cortante Z combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No es necesario reducir la resistencia de cálculo a flexión, ya que el esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_{Ed} no es superior al 50% de la resistencia de cálculo a cortante $V_{c,Rd}$.

$$V_{Ed} \leq \frac{V_{c,Rd}}{2} \quad 254.91 \text{ kN} \leq 384.26 \text{ kN} \quad \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones 1.35·PP+1.5·permanente+1.5·Antepecho+0.9·V(270°)H2.

V_{Ed} : Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo. V_{Ed} : 254.91 kN

$V_{c,Rd}$: Esfuerzo cortante resistente de cálculo. $V_{c,Rd}$: 768.52 kN

Resistencia a momento flector Z y fuerza cortante Y combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No es necesario reducir la resistencia de cálculo a flexión, ya que el esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_{Ed} no es superior al 50% de la resistencia de cálculo a cortante $V_{c,Rd}$.

$$V_{Ed} \leq \frac{V_{c,Rd}}{2} \quad 0.02 \text{ kN} \leq 447.92 \text{ kN} \quad \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones 0.8·PP+1.05·permanente+1.5·V(90°)H1.

V_{Ed}: Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo. **V_{Ed}**: 0.02 kN

V_{c,Rd}: Esfuerzo cortante resistente de cálculo. **V_{c,Rd}**: 895.85 kN

Resistencia a flexión y axil combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{t,Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,Rd,y}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,Rd,z}} \leq 1 \quad \eta : \underline{0.909} \quad \checkmark$$

$$\eta = \frac{M_{ef,Ed}}{M_{b,Rd,y}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,Rd,z}} \leq 1 \quad \eta : \underline{0.865} \quad \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en el nudo N46, para la combinación de acciones 1.35·PP+1.5·permanente+1.5·cubiertanotransitable+1.5·Antepecho+0.9·V(180°)H1+0.75·N(EI).

Donde:

N_{t,Ed}: Axil de tracción solicitante de cálculo pésimo. **N_{t,Ed}**: 62.87 kN
M_{y,Ed}, M_{z,Ed}: Momentos flectores solicitantes de cálculo pésimos, según los ejes Y y Z, respectivamente. **M_{y,Ed}**: 393.94 kN·m
M_{z,Ed}: 0.07 kN·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**: 1

N_{pl,Rd}: Resistencia a tracción. **N_{pl,Rd}**: 2587.62 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}**: 445.76 kN·m
M_{pl,Rd,z}: 72.29 kN·m

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

M_{ef,Ed}: Momento flector solicitante de cálculo pésimo. **M_{ef,Ed}**: -385.28 kN·m

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

Siendo:

σ_{com,Ed}: Tensión combinada en la fibra extrema comprimida. **σ_{com,Ed}**: 226.37 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}**: 1702.00 cm³

A: Área de la sección bruta. **A**: 98.80 cm²

M_{b,Rd,y}: Momento flector resistente de cálculo. **M_{b,Rd,y}**: 445.76 kN·m

Resistencia a flexión, axil y cortante combinados (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.8)

No es necesario reducir las resistencias de cálculo a flexión y a axil, ya que se puede ignorar el efecto de abolladura por esfuerzo cortante y, además, el esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_{Ed} es menor o igual que el 50% del esfuerzo cortante resistente de cálculo $V_{c,Rd}$.

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones
 1.35·PP+1.5·permanente+1.5·Antepecho+0.9·V(270°)H2.

$$V_{Ed,z} \leq \frac{V_{c,Rd,z}}{2}$$

254.91 kN ≤ 384.26 kN ✓

Donde:

$V_{Ed,z}$: Esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo.
 $V_{c,Rd,z}$: Esfuerzo cortante resistente de cálculo.

$V_{Ed,z} : \frac{254.91}{\quad} \text{ kN}$
 $V_{c,Rd,z} : \frac{768.52}{\quad} \text{ kN}$

5.3. DIMENSIONADO CRUCES DE SAN ANDRÉS

En la siguiente tabla extraída del programa CYPE3D se adjuntan las comprobaciones de uno de los elementos de arriostramiento como es la Cruz de San Andrés, en este caso se adjunta el perfil en L más desfavorable, es decir aquel que tiene un factor de aprovechamiento mayor.

Estas diagonales de perfil en L trabajan a tracción, por ese motivo no se comprueba pandeo, imponiéndose $\beta=0$ en ambos planos.

Barra N83/N8

Perfil: L 35 x 35 x 4 Material: Acero (S275)											
Nudos		Longitud d (m)	Características mecánicas								
Inicia I	Fina I		Área (cm ²)	$I_y^{(1)}$ (cm ⁴)	$I_z^{(1)}$ (cm ⁴)	$I_{yz}^{(4)}$ (cm ⁴)	$I_t^{(2)}$ (cm ⁴)	$y_g^{(3)}$ (mm)	$z_g^{(3)}$ (mm)	$\alpha^{(5)}$ (grados)	
N83	N8	10.817	2.67	2.95	2.95	1.73	0.14	7.50	-7.50	-45.0	
Notas: (1) Inercia respecto al eje indicado (2) Momento de inercia a torsión uniforme (3) Coordenadas del centro de gravedad (4) Producto de inercia (5) Es el ángulo que forma el eje principal de inercia U respecto al eje Y, positivo en sentido antihorario.											
Pandeo						Pandeo lateral					

Diseño y cálculo de la estructura portante de un edificio de oficinas de dos alturas, con una superficie de 1080 m² por planta, situado en Onda (Castellón)

	Plano XY	Plano XZ	Ala sup.	Ala inf.
β	0.00	0.00	0.00	0.00
L_K	0.000	0.000	0.000	0.000
C_m	1.000	1.000	1.000	1.000
C_1	-		1.000	

Notación:
 β : Coeficiente de pandeo
 L_K : Longitud de pandeo (m)
 C_m : Coeficiente de momentos
 C_1 : Factor de modificación para el momento crítico

Barra	COMPROBACIONES (CTE DB SE-A)													Estado	
	λ	N_t	N_c	M_Y	M_Z	V_Z	V_Y	$M_Y V_Z$	$M_Z V_Y$	$N M_Y M_Z$	$N M_Y M_Z V_Y V_Z$	M_t	$M_t V_Z$		$M_t V_Y$
N83/N8	$\lambda < 2.0$ Cumpl e	$\eta = 8.0$	$\eta = 8.7$	x: 5.408 m $\eta = 70.4$	$M_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m $\eta = 0.7$	$V_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽²⁾	x: 0.676 m $\eta < 0.1$	N.P. ⁽³⁾	x: 5.408 m $\eta = 79.2$	x: 0.676 m $\eta < 0.1$	$M_{Ed} = 0.00$ N.P. ⁽⁴⁾	N.P. ⁽⁵⁾	N.P. ⁽⁵⁾	CUMPL E $\eta = 79.2$

Notación:
 λ : Limitación de esbeltez
 N_t : Resistencia a tracción
 N_c : Resistencia a compresión
 M_Y : Resistencia a flexión eje Y
 M_Z : Resistencia a flexión eje Z
 V_Z : Resistencia a corte Z
 V_Y : Resistencia a corte Y
 $M_Y V_Z$: Resistencia a momento flector Y y fuerza cortante Z combinados
 $M_Z V_Y$: Resistencia a momento flector Z y fuerza cortante Y combinados
 $N M_Y M_Z$: Resistencia a flexión y axil combinados
 $N M_Y M_Z V_Y V_Z$: Resistencia a flexión, axil y cortante combinados
 M_t : Resistencia a torsión
 $M_t V_Z$: Resistencia a cortante Z y momento torsor combinados
 $M_t V_Y$: Resistencia a cortante Y y momento torsor combinados
x: Distancia al origen de la barra
 η : Coeficiente de aprovechamiento (%)
N.P.: No procede

Comprobaciones que no proceden (N.P.):
⁽¹⁾ La comprobación no procede, ya que no hay momento flector.
⁽²⁾ La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.
⁽³⁾ No hay interacción entre momento flector y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.
⁽⁴⁾ La comprobación no procede, ya que no hay momento torsor.
⁽⁵⁾ No hay interacción entre momento torsor y esfuerzo cortante para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

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

La esbeltez reducida $\bar{\lambda}$ de las barras comprimidas debe ser inferior al valor 2.0.

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

$\lambda < 0.01$ ✓

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.

Clase: 3

A: Área de la sección bruta para las secciones de clase 1, 2 y 3.	A: <u>2.67</u> cm ²
f_y: Límite elástico. (CTE DB SE-A, Tabla 4.1)	f_y: <u>275.00</u> MPa
N_{cr}: Axil crítico elástico de pandeo mínimo, teniendo en cuenta que las longitudes de pandeo son nulas.	N_{cr}: <u>∞</u>

Resistencia a tracción (CTE DB SE-A, Artículo 6.2.3)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{N_{t,Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1$$

η: 0.080 ✓

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones 0.8·PP+1.05·Antepecho+1.5·V(270°)H2.

N_{t,Ed}: Axil de tracción solicitante de cálculo pésimo. **N_{t,Ed}:** 5.61 kN

La resistencia de cálculo a tracción **N_{t,Rd}** viene dada por:

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

N_{t,Rd}: 69.93 kN

Donde:

A: Área bruta de la sección transversal de la barra.

A: 2.67 cm²

f_{yd}: Resistencia de cálculo del acero.

f_{yd}: 261.90 MPa

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

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

5.4. CIMENTACIÓN

Zapatas

En el proceso de cálculo se verificarán los siguientes Estados Límite Últimos para garantizar la seguridad de la cimentación:

- E.L.U. Deslizamiento
- E.L.U. Vuelco
- E.L.U. Hundimiento
- E.L.U. Capacidad Estructural

La cimentación consta de 30 zapatas cuadradas con las mismas dimensiones, la única diferencia se encuentra en el armado de las zapatas interiores respecto a aquellas que forman el perímetro de la edificación del presente proyecto.

Para el dimensionado de las zapatas primero se tiene en cuenta que deben estar en equilibrio. Para ello se ha unificado el canto de todas las zapatas. Previamente a esta uniformización, se ha aumentado el canto de las zapatas para poder reducir sus dimensiones. Además, para que dichos elementos sean capaces de soportar y transmitir los esfuerzos al terreno se rearman.

Así pues, mostraremos el cálculo de una de las zapatas.

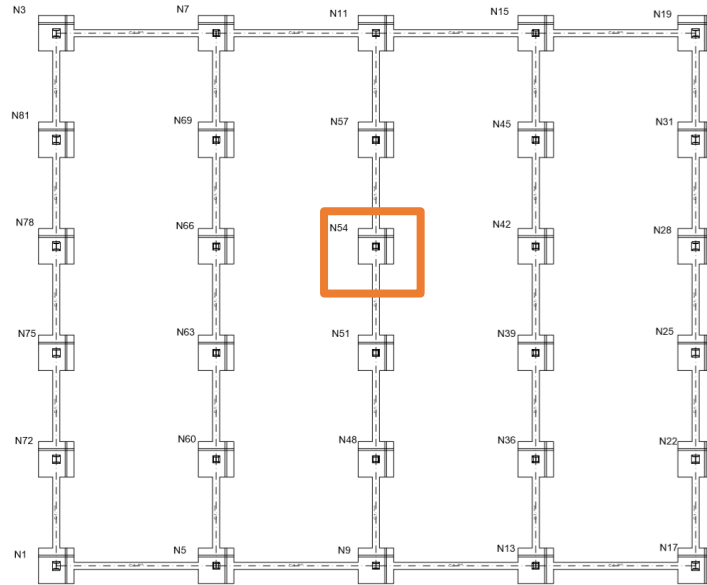


Figura 32. Plano de cimentación.

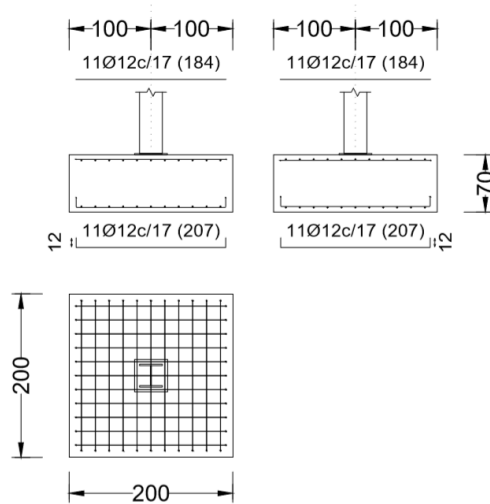


Figura 33. Zapata

Diseño y cálculo de la estructura portante de un edificio de oficinas de dos alturas, con una superficie de 1080 m² por planta, situado en Onda (Castellón)

Referencia: N54		
Dimensiones: 200 x 200 x 70		
Armados: Xi:Ø12c/17 Yi:Ø12c/17 Xs:Ø12c/17 Ys:Ø12c/17		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>		
-Tensión media en situaciones persistentes:	Máximo: 0.2 MPa Calculado: 0.187469 MPa	Cumple
-Tensión máxima en situaciones persistentes sin viento:	Máximo: 0.249959 MPa Calculado: 0.185998 MPa	Cumple
-Tensión máxima en situaciones persistentes con viento:	Máximo: 0.249959 MPa Calculado: 0.205323 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: 451.3 %	Cumple
-En dirección Y:	Reserva seguridad: 122.0 %	Cumple
Flexión en la zapata:		
-En dirección X:	Momento: 177.00 kN·m	Cumple
-En dirección Y:	Momento: 180.59 kN·m	Cumple
Cortante en la zapata:		
-En dirección X:	Cortante: 99.28 kN	Cumple
-En dirección Y:	Cortante: 101.83 kN	Cumple
Compresión oblicua en la zapata:		
-Situaciones persistentes: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i>	Máximo: 5000 kN/m ² Calculado: 1131.7 kN/m ²	Cumple
Canto mínimo: <i>Artículo 58.8.1 de la norma EHE-08</i>		
	Mínimo: 25 cm Calculado: 70 cm	Cumple
Espacio para anclar arranques en cimentación:		
-N54:	Mínimo: 30 cm Calculado: 63 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: <i>Artículo 42.3.5 de la norma EHE-08</i>		
-Armado inferior dirección X:	Mínimo: 0.0009 Calculado: 0.001	Cumple
-Armado superior dirección X:	Calculado: 0.001	Cumple
-Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.001	Cumple
-Armado superior dirección Y:	Calculado: 0.001	Cumple
Cuantía mínima necesaria por flexión: <i>Artículo 42.3.2 de la norma EHE-08</i>		
-Armado inferior dirección X:	Calculado: 0.001 Mínimo: 0.0008	Cumple
-Armado inferior dirección Y:	Mínimo: 0.0008	Cumple
-Armado superior dirección X:	Mínimo: 0.0001	Cumple
-Armado superior dirección Y:	Mínimo: 0.0001	Cumple
Diámetro mínimo de las barras: <i>Recomendación del Artículo 58.8.2 (norma EHE-08)</i>		
-Parrilla inferior:	Mínimo: 12 mm Calculado: 12 mm	Cumple
-Parrilla superior:	Calculado: 12 mm	Cumple

Diseño y cálculo de la estructura portante de un edificio de oficinas de dos alturas, con una superficie de 1080 m² por planta, situado en Onda (Castellón)

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: -Armado inf. dirección Y hacia arriba: -Armado inf. dirección Y hacia abajo: -Armado sup. dirección X hacia der: -Armado sup. dirección X hacia izq: -Armado sup. dirección Y hacia arriba: -Armado sup. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 17 cm Calculado: 30 cm Mínimo: 17 cm Calculado: 30 cm Mínimo: 18 cm Calculado: 30 cm Mínimo: 18 cm Calculado: 30 cm Mínimo: 15 cm Calculado: 18 cm Mínimo: 15 cm Calculado: 18 cm Mínimo: 15 cm Calculado: 18 cm Mínimo: 15 cm Calculado: 18 cm	Cumple Cumple Cumple Cumple Cumple Cumple Cumple Cumple
Longitud mínima de las patillas: -Armado inf. dirección X hacia der: -Armado inf. dirección X hacia izq: -Armado inf. dirección Y hacia arriba: -Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Mínimo: 12 cm Calculado: 12 cm Calculado: 12 cm Calculado: 12 cm Calculado: 12 cm	Cumple Cumple Cumple Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		

Tabla 22. Comprobaciones zapata.

Vigas de atado

Seguidamente se muestran las comprobaciones y dimensiones de una de las vigas de atado que utilizaremos para unir las zapatas que conforman el perímetro.

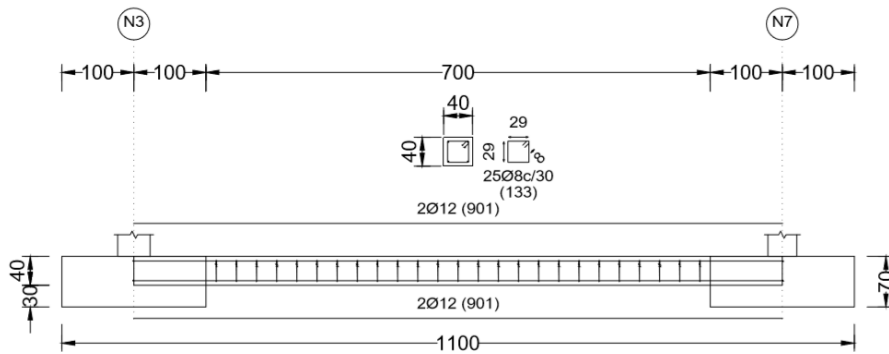


Figura 34. Viga de atado

Referencia: C.1 [N3-N7] (Viga de atado)		
-Dimensiones: 40.0 cm x 40.0 cm		
-Armadura superior: 2Ø12		
-Armadura inferior: 2Ø12		
-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: 26 cm	Cumple
-Armadura inferior:	Calculado: 26 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
Separación máxima armadura longitudinal: <i>Artículo 42.3.1 de la norma EHE-08</i>	Máximo: 30 cm	
-Armadura superior:	Calculado: 26 cm	Cumple
-Armadura inferior:	Calculado: 26 cm	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		

Tabla 23. Comprobaciones viga de atado.

Placas de anclaje

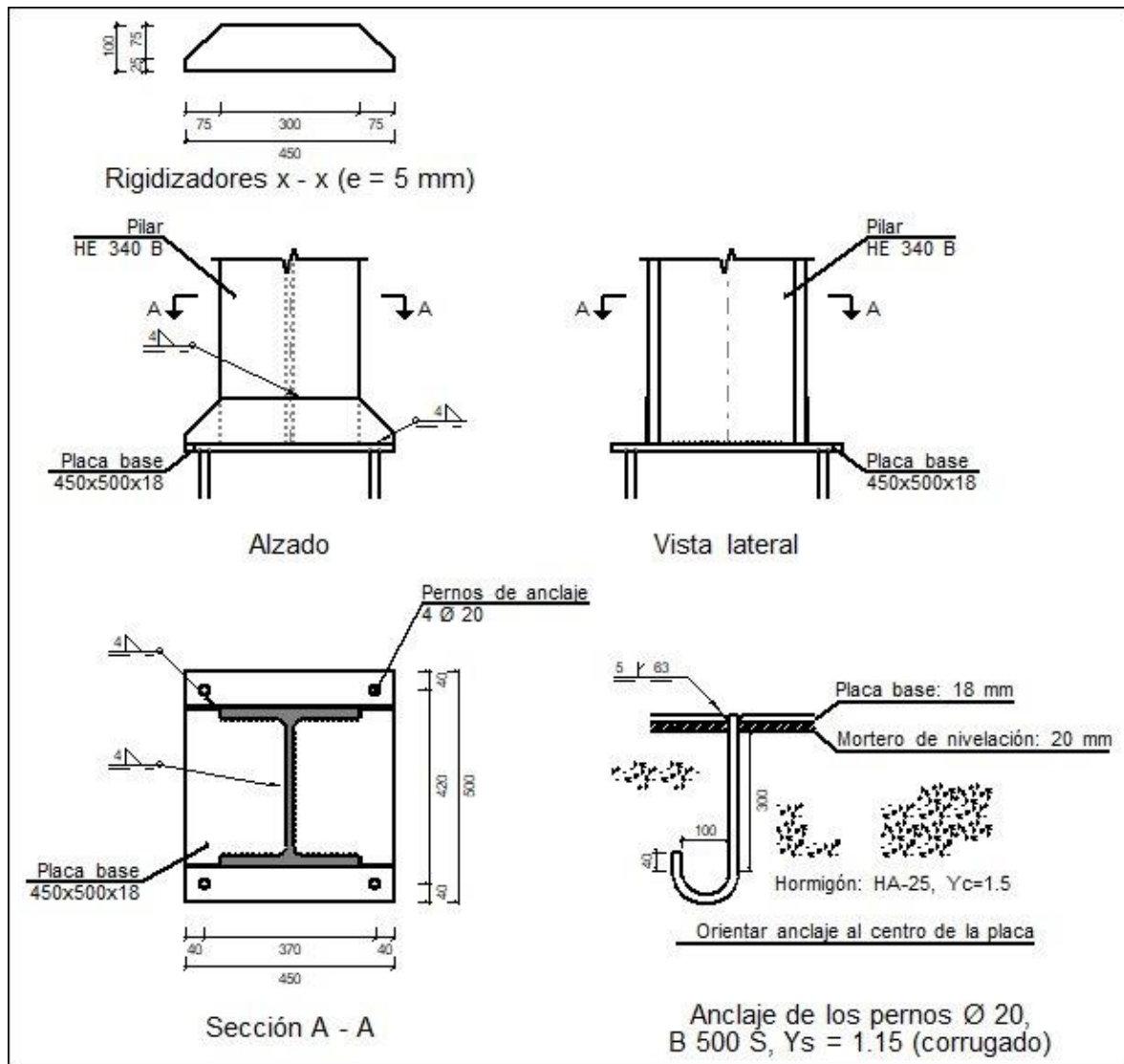
Para calcular las placas de anclaje de forma adecuada se deben comprobar los Estados Límites que se van a citar:

- E.L.U. de Agotamiento del apoyo
- E.L.U. de Agotamiento de la placa a flexión
- E.L.U. de Agotamiento de los pernos
- E.L.U. de Anclaje de los pernos de hormigón

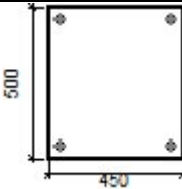

A continuación, se detallan las características de las placas de anclaje que se han utilizado en la edificación:

- Tipo 1: 450x500x18 mm con 2 cartelas y 4 pernos con $\varnothing = 20$ mm y L=30cm

a) Detalle



b) Descripción de los componentes de la unión

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		450	500	18	4	30	22	5	S275	275.0	410.0
Rigidizador		450	100	5	-	-	-	-	S275	275.0	410.0

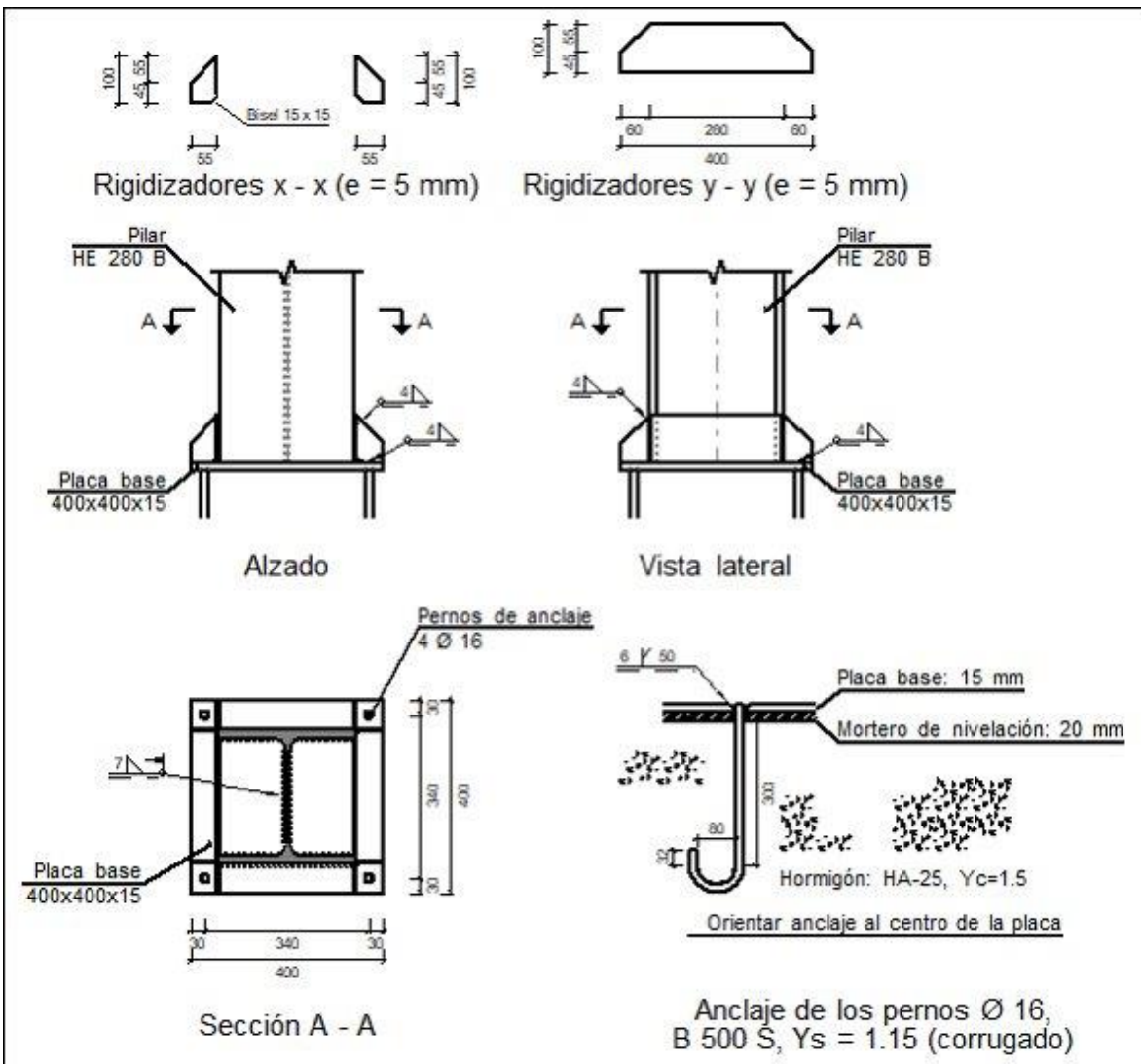
c) Comprobación

Referencia:		
Comprobación	Valores	Estado
Separación mínima entre pernos: <i>3 diámetros</i>	Mínimo: 60 mm Calculado: 370 mm	Cumple
Separación mínima pernos-borde: <i>1.5 diámetros</i>	Mínimo: 30 mm Calculado: 40 mm	Cumple
Esbeltez de rigidizadores: -Paralelos a X:	Máximo: 50 Calculado: 43.3	Cumple
Longitud mínima del perno: <i>Se calcula la longitud de anclaje necesaria por adherencia.</i>	Mínimo: 22 cm Calculado: 30 cm	Cumple
Anclaje perno en hormigón: -Tracción: -Cortante: -Tracción + Cortante:	Máximo: 66.67 kN Calculado: 27.96 kN Máximo: 46.67 kN Calculado: 8.56 kN Máximo: 66.67 kN Calculado: 40.19 kN	Cumple Cumple Cumple
Tracción en vástago de pernos:	Máximo: 125.6 kN Calculado: 28.85 kN	Cumple
Tensión de Von Mises en vástago de pernos:	Máximo: 476.19 MPa Calculado: 101.617 MPa	Cumple
Aplastamiento perno en placa: <i>Límite del cortante en un perno actuando contra la placa</i>	Máximo: 188.57 kN Calculado: 8.56 kN	Cumple
Tensión de Von Mises en secciones globales: -Derecha: -Izquierda: -Arriba: -Abajo:	Máximo: 261.905 MPa Calculado: 34.7317 MPa Calculado: 135.132 MPa Calculado: 146.344 MPa Calculado: 94.3515 MPa	Cumple Cumple Cumple Cumple
Flecha global equivalente:	Mínimo: 250	

<i>Limitación de la deformabilidad de los vuelos</i>		
-Derecha:	Calculado: 48018.7	Cumple
-Izquierda:	Calculado: 12568.7	Cumple
-Arriba:	Calculado: 1620.32	Cumple
-Abajo:	Calculado: 2929.23	Cumple
Tensión de Von Mises local: <i>Tensión por tracción de pernos sobre placas en voladizo</i>	Máximo: 261.905 MPa Calculado: 0 MPa	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		

- Tipo 2: 400x400x15 mm con 4 cartelas y 4 pernos con $\varnothing = 16$ mm y L=30cm

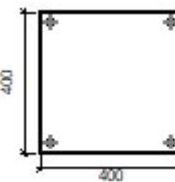
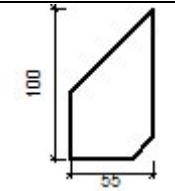
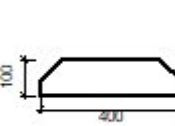
a) Detalle



b) Descripción de los componentes de la unión

Elementos complementarios

Diseño y cálculo de la estructura portante de un edificio de oficinas de dos alturas, con una superficie de 1080 m² por planta, situado en Onda (Castellón)

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		400	400	15	4	28	18	6	S275	275.0	410.0
Rigidizador		55	100	5	-	-	-	-	S275	275.0	410.0
Rigidizador		400	100	5	-	-	-	-	S275	275.0	410.0

c) Comprobación

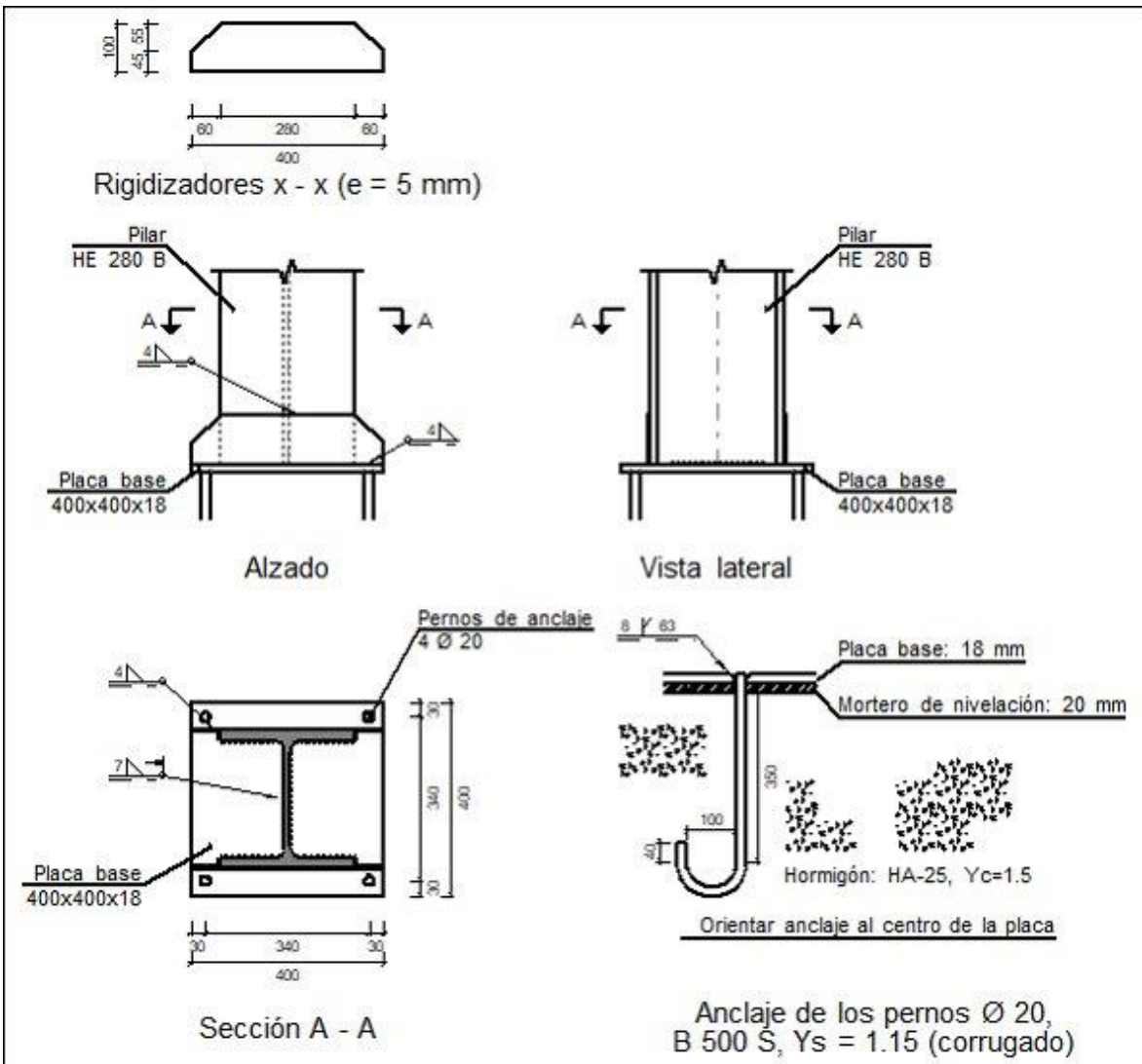
Referencia:		
Comprobación	Valores	Estado
Separación mínima entre pernos: <i>3 diámetros</i>	Mínimo: 48 mm Calculado: 340 mm	Cumple
Separación mínima pernos-borde: <i>1.5 diámetros</i>	Mínimo: 24 mm Calculado: 30 mm	Cumple
Esbeltez de rigidizadores: -Paralelos a X: -Paralelos a Y:	Máximo: 50 Calculado: 40.4 Calculado: 40.4	Cumple Cumple
Longitud mínima del perno: <i>Se calcula la longitud de anclaje necesaria por adherencia.</i>	Mínimo: 17 cm Calculado: 30 cm	Cumple
Anclaje perno en hormigón: -Tracción: -Cortante: -Tracción + Cortante:	Máximo: 53.34 kN Calculado: 41.12 kN Máximo: 37.34 kN Calculado: 2.24 kN Máximo: 53.34 kN Calculado: 44.32 kN	Cumple Cumple Cumple
Tracción en vástago de pernos:	Máximo: 80.4 kN Calculado: 42.23 kN	Cumple
Tensión de Von Mises en vástago de pernos:	Máximo: 476.19 MPa Calculado: 211.204 MPa	Cumple
Aplastamiento perno en placa: <i>Límite del cortante en un perno actuando contra la placa</i>	Máximo: 125.71 kN Calculado: 2.24 kN	Cumple
Tensión de Von Mises en secciones globales:	Máximo: 261.905 MPa	

Diseño y cálculo de la estructura portante de un edificio de oficinas de dos alturas, con una superficie de 1080 m² por planta, situado en Onda (Castellón)

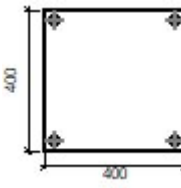
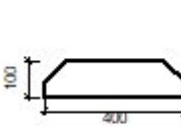
-Derecha:	Calculado: 127.999 MPa	Cumple
-Izquierda:	Calculado: 130.787 MPa	Cumple
-Arriba:	Calculado: 145.96 MPa	Cumple
-Abajo:	Calculado: 145.616 MPa	Cumple
Flecha global equivalente: <i>Limitación de la deformabilidad de los vuelos</i>	Mínimo: 250	
-Derecha:	Calculado: 20534.6	Cumple
-Izquierda:	Calculado: 20095.1	Cumple
-Arriba:	Calculado: 17581.5	Cumple
-Abajo:	Calculado: 17631.4	Cumple
Tensión de Von Mises local: <i>Tensión por tracción de pernos sobre placas en voladizo</i>	Máximo: 261.905 MPa	
	Calculado: 158.526 MPa	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		

- Tipo 3: 400x400x18 mm con 2 cartelas y 4 pernos con $\varnothing = 20\text{mm}$ y $L=35\text{cm}$

a) Detalle



b) Descripción de los componentes de la unión

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		400	400	18	4	36	22	8	S275	275.0	410.0
Rigidizador		400	100	5	-	-	-	-	S275	275.0	410.0

c) Comprobación

Referencia:		
Comprobación	Valores	Estado
Separación mínima entre pernos: <i>3 diámetros</i>	Mínimo: 60 mm Calculado: 340 mm	Cumple
Separación mínima pernos-borde: <i>1.5 diámetros</i>	Mínimo: 30 mm Calculado: 30 mm	Cumple
Esbeltez de rigidizadores: -Paralelos a X:	Máximo: 50 Calculado: 40.4	Cumple
Longitud mínima del perno: <i>Se calcula la longitud de anclaje necesaria por adherencia.</i>	Mínimo: 22 cm Calculado: 35 cm	Cumple
Anclaje perno en hormigón: -Tracción: -Cortante: -Tracción + Cortante:	Máximo: 77.78 kN Calculado: 61.73 kN Máximo: 54.45 kN Calculado: 5.56 kN Máximo: 77.78 kN Calculado: 69.67 kN	Cumple Cumple Cumple
Tracción en vástago de pernos:	Máximo: 125.6 kN Calculado: 62.76 kN	Cumple
Tensión de Von Mises en vástago de pernos:	Máximo: 476.19 MPa Calculado: 202.747 MPa	Cumple
Aplastamiento perno en placa: <i>Límite del cortante en un perno actuando contra la placa</i>	Máximo: 188.57 kN Calculado: 5.56 kN	Cumple
Tensión de Von Mises en secciones globales: -Derecha: -Izquierda:	Máximo: 261.905 MPa Calculado: 80.3728 MPa Calculado: 77.1974 MPa	Cumple Cumple

-Arriba:	Calculado: 192.252 MPa	Cumple
-Abajo:	Calculado: 181.437 MPa	Cumple
Flecha global equivalente: <i>Limitación de la deformabilidad de los vuelos</i>	Mínimo: 250	
-Derecha:	Calculado: 33588.1	Cumple
-Izquierda:	Calculado: 35046.2	Cumple
-Arriba:	Calculado: 1105.75	Cumple
-Abajo:	Calculado: 868.024	Cumple
Tensión de Von Mises local: <i>Tensión por tracción de pernos sobre placas en voladizo</i>	Máximo: 261.905 MPa Calculado: 0 MPa	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		

3. MEDICIONES Y PRESUPUESTO

3.1. CAPÍTULO 1: ACONDICIONAMIENTO DEL TERRENO

3.1.1 Partida 1.1: Desbroce y limpieza (m²)

“Desbroce y limpieza del terreno, con medios mecánicos. Comprende los trabajos necesarios para retirar de las zonas previstas para la edificación o urbanización: pequeñas plantas, maleza, broza, maderas caídas, escombros, basuras o cualquier otro material existente, hasta una profundidad no menor que el espesor de la capa de tierra vegetal, considerando como mínimo 25 cm; y carga a camión. El precio no incluye la tala de árboles ni el transporte de los materiales retirados.”

	Medición (m ²)	Precio unitario (€/m ²)	Total (€)
Partida 1.1	1296	1,00	1.296,0

3.1.2 Partida 1.2: Excavación a cielo abierto con medios mecánicos (m³)

“Excavación a cielo abierto, en suelo de arcilla semidura, con medios mecánicos, y carga a camión. El precio no incluye el transporte de los materiales excavados.”

	Medición (m ³)	Precio unitario (€/m ³)	Total (€)
Partida 1.2	105,12	5,40	567,6

3.1.3 Partida 1.3: Transporte de tierras dentro de la obra (m³)

“Transporte de tierras con camión de 12 t de los productos procedentes de la excavación de cualquier tipo de terreno dentro de la obra. El precio incluye el tiempo de espera en obra durante las operaciones de carga, el viaje de ida, la descarga y el viaje de vuelta, pero no incluye la carga en obra.”

	Medición (m ³)	Precio unitario (€/m ³)	Total (€)
Partida 1.3	105,12	0,94	98,8

3.1.3 Subtotal Capítulo 1

	Importe (€)
Partida 1.1	1.296,0
Partida 1.2	567,6
Partida 1.3	98,8
Subtotal	1962,4

3.2. CAPÍTULO 2: CIMENTACIONES

3.2.1 Partida 2.1: Capa de hormigón de limpieza (m²)

“Capa de hormigón de limpieza y nivelado de fondos de cimentación, de 10 cm de espesor, de hormigón HL-150/B/20, fabricado en central y vertido desde camión, en el fondo de la excavación previamente realizada.”

	Medición (m ²)	Precio unitario (€/m ²)	Total (€)
Partida 2.1	172,8	7,50	1.244,2

3.2.2 Partida 2.2: Zapata de cimentación de hormigón armado (m³)

“Zapata de cimentación de hormigón armado, realizada con hormigón HA-25/B/20/IIa fabricado en central, y vertido desde camión, y acero UNE-EN 10080 B 500 S, con una cuantía aproximada de 50 kg/m³. Incluso armaduras de espera del pilar, alambre de atar, y separadores. El precio incluye la elaboración de la ferralla (corte, doblado y conformado de elementos) en taller industrial y el montaje en el lugar definitivo de su colocación en obra, pero no incluye el encofrado.”

	Medición (m ³)	Precio unitario (€/m ³)	Total (€)
Partida 2.2	84	141,25	11.865

3.2.3 Partida 2.3: Viga entre zapatas (m³)

“Viga de atado de hormigón armado, realizada con hormigón HA-25/B/20/IIa fabricado en central, y vertido desde camión, y acero UNE-EN 10080 B 500 S, con una cuantía aproximada de 60 kg/m³. Incluso alambre de atar, y separadores. El precio incluye la elaboración de la ferralla (corte, doblado y conformado de elementos) en taller industrial y el montaje en el lugar definitivo de su colocación en obra, pero no incluye el encofrado.”

	Medición (m ³)	Precio unitario (€/m ³)	Total (€)
Partida 2.3	21,12	147,92	3.124,1

3.2.4 Subtotal Capítulo 2

	Importe (€)
Partida 2.1	1.244,2
Partida 2.2	11.865
Partida 2.3	3.124,1
Subtotal	16.233,3

3.3. CAPÍTULO 3: ESTRUCTURAS METÁLICAS

3.3.1 Partida 3.1: Acero en estructuras de escaleras y rampas (kg)

“Acero UNE-EN 10025 S275JR, en estructura de escalera compuesta de zancas y mesetas, formada por piezas simples de perfiles laminados en caliente de las series IPN, IPE, UPN, HEA, HEB o HEM, acabado con imprimación antioxidante, con uniones soldadas en obra. El precio incluye las soldaduras, los cortes, los despuntes, las piezas especiales, los casquillos y los elementos auxiliares de montaje.”

	Medición (kg)	Precio unitario (€/kg)	Total (€)
Partida 3.1	866,856	7,25	6.284,7

3.3.2 Partida 3.2: Placa de anclaje de acero, con pernos soldados (ud)

“Placa de anclaje de acero UNE-EN 10025 S275JR en perfil plano, con rigidizadores y taladro central biselado, de 450x500 mm y espesor 18 mm, con 4 pernos soldados, de acero corrugado UNE-EN 10080 B 500 S de 20 mm de diámetro y 30 cm de longitud total. El precio incluye los cortes, los despuntes, la preparación de bordes, las pletinas, las piezas especiales y los elementos auxiliares de montaje.”

	Medición (ud)	Precio unitario (€/ud)	Total (€)
Partida 3.2	12	62,83	753,96

3.3.3 Partida 3.3: Placa de anclaje de acero, con pernos soldados (ud)

“Placa de anclaje de acero UNE-EN 10025 S275JR en perfil plano, con rigidizadores y taladro central biselado, de 400x400 mm y espesor 15 mm, con 4 pernos soldados, de acero corrugado UNE-EN 10080 B 500 S de 16 mm de diámetro y 30 cm de longitud total. El precio incluye los cortes, los despuntes, la preparación de bordes, las pletinas, las piezas especiales y los elementos auxiliares de montaje.”

	Medición (ud)	Precio unitario (€/ud)	Total (€)
Partida 3.3	16	46,83	749,3

3.3.4. Partida 3.4: Placa de anclaje de acero, con pernos soldados (ud)

“Placa de anclaje de acero UNE-EN 10025 S275JR en perfil plano, con rigidizadores y taladro central biselado, de 400x400 mm y espesor 18 mm, con 4 pernos soldados, de acero corrugado UNE-EN 10080 B 500 S de 20 mm de diámetro y 35 cm de longitud total. El precio incluye los cortes, los despuntes, la preparación de bordes, las pletinas, las piezas especiales y los elementos auxiliares de montaje.”

	Medición (ud)	Precio unitario (€/ud)	Total (€)
Partida 3.4	2	48,40	96,8

3.3.5 Partida 3.5: Acero en pilares (kg)

“Acero UNE-EN 10025 S275JR, en pilares formados por piezas simples de perfiles laminados en caliente de las series IPN, IPE, HEB, HEA, HEM o UPN, acabado con imprimación antioxidante, colocado con uniones soldadas en obra, a una altura de más de 3 m. El precio incluye las soldaduras, los cortes, los despuntes, las piezas especiales, las placas de arranque y de transición de pilar inferior a superior, los casquillos y los elementos auxiliares de montaje.”

	Medición (kg)	Precio unitario (€/kg)	Total (€)
Partida 3.5	27.732,48	1,77	49.086,5

3.3.6 Partida 3.6: Acero en vigas (kg)

“Acero UNE-EN 10025 S275JR, en vigas formadas por piezas simples de perfiles laminados en caliente de las series IPN, IPE, HEB, HEA, HEM o UPN, acabado con imprimación antioxidante, con uniones soldadas en obra, a una altura de más de 3 m. El precio incluye las soldaduras, los cortes, los despuntes, las piezas especiales, los casquillos y los elementos auxiliares de montaje.”

	Medición (kg)	Precio unitario (€/kg)	Total (€)
Partida 3.4	41.400,24	1,75	72.450,4

3.3.7 Partida 3.7: Acero en vigas de perfiles en L (kg)

“Acero UNE-EN 10025 S275JR, en vigas formadas por piezas simples de perfiles laminados en caliente de las series L, LD, T, redondo, cuadrado, rectangular o pletina, acabado con imprimación antioxidante, con uniones soldadas en obra, a una altura de más de 3 m. El precio incluye las soldaduras, los cortes, los despuntes, las piezas especiales, los casquillos y los elementos auxiliares de montaje.”

	Medición (kg)	Precio unitario (€/kg)	Total (€)
Partida 3.4	2.853,28	1,83	5.221,5

3.3.6 Subtotal Capítulo 3

	Importe (€)
Partida 3.1	6.284,7
Partida 3.2	753,96
Partida 3.3	749,3
Partida 3.4	96,8
Partida 3.5	49.086,5
Partida 3.6	72.450,4
Partida 3.7	5.221,5
Subtotal	134.643,2

3.4. CAPÍTULO 4: FACHADAS

3.4.1 Partida 4.1: Hoja exterior de fachada, de fábrica de ladrillo cerámico para revestir.

“Hoja exterior de cerramiento de fachada, de 11 cm de espesor de fábrica, de ladrillo cerámico hueco triple, para revestir, 33x16x11 cm, con juntas horizontales y verticales de 10 mm de espesor, junta rehundida, recibida con mortero de cemento industrial, color gris, M-5, suministrado a granel; revestimiento de los frentes de forjado con piezas cerámicas, colocadas con mortero de alta adherencia, formación de dinteles mediante obra de fábrica con armadura de acero corrugado.”

	Medición (m ²)	Precio unitario (€/m ²)	Total (€)
Partida 4.1	1056	22,08	23.316,5

3.4.2 Partida 4.2: Hoja interior de fachada, de fábrica de ladrillo cerámico para revestir.

“Hoja interior de cerramiento de fachada de 7 cm de espesor, de fábrica de ladrillo cerámico hueco doble, para revestir, 33x16x7 cm, con juntas horizontales y verticales de 10 mm de espesor, junta rehundida, recibida con mortero de cemento industrial, color gris, M-5, suministrado a granel; formación de dinteles mediante obra de fábrica sobre carpintería.”

	Medición (m ²)	Precio unitario (€/m ²)	Total (€)
Partida 4.2	1056	14,68	15.502,1

3.4.3 Partida 4.3: Antepecho de hormigón armado.

“Antepecho de hormigón armado, de 1,25 m de alto y 0,2 m de ancho, realizado con hormigón HA-25/B/20/Ila fabricado en central, y vertido con cubilote, y acero UNE-EN 10080 B 500 S, cuantía 45 kg/m. El precio incluye la elaboración y el montaje de la ferralla en el lugar definitivo de su colocación en obra.”

	Medición (m)	Precio unitario (€/m)	Total (€)
Partida 4.3	132	107,49	14.188,9

3.4.3 Subtotal Capítulo 4

	Importe (€)
Partida 4.1	23.316,5
Partida 4.2	15.502,1
Partida 4.3	14.188,9
Subtotal	53.007,5

3.5. CAPÍTULO 5: CUBIERTA

3.5.1 Partida 5.1: Cubierta plana no transitable, no ventilada, autoprotegida.

Impermeabilización con láminas asfálticas (m²).

“Cubierta plana no transitable, no ventilada, autoprotegida, tipo convencional, pendiente del 1% al 15%, compuesta de: formación de pendientes: arcilla expandida, vertida en seco y consolidada en su superficie con lechada de cemento, con espesor medio de 10 cm, acabado con capa de regularización de mortero de cemento, industrial, M-5 de 4 cm de espesor, sobre forjado de hormigón armado (no incluido en este precio); aislamiento térmico: panel rígido de lana mineral soldable, hidrofugada, de 50 mm de espesor; impermeabilización monocapa adherida: lámina de betún modificado con elastómero SBS, LBM(SBS)-50/G-FP totalmente adherida con soplete.”

	Medición (m ²)	Precio unitario (€/m ²)	Total (€)
Partida 5.1	1080	53,74	58039,2

3.5.2 Partida 5.2: Subtotal Capítulo 5

	Importe (€)
Partida 5.1	58.039,2
Subtotal	58.039,2

3.6. CAPÍTULO 6: F FORJADO Y SOLADO

3.6.1 Partida 6.1: Losa de placas alveolares prefabricadas de hormigón pretensado.

“Losa de 16 + 5 cm de canto, realizada con placas alveolares prefabricadas de hormigón pretensado, de 16 cm de canto y 120 cm de anchura, con momento flector último de 53,20 kN·m/m, con altura libre de planta de entre 3 y 4 m, apoyada directamente sobre vigas de canto o muros de carga; relleno de juntas entre placas alveolares, zonas de enlace con apoyos y capa de compresión, realizados con hormigón HP-40/B/20/IIb fabricado en central, y vertido con cubilote, acero B 500 S en zona de negativos, con una cuantía aproximada de 4 kg/m², y malla electrosoldada ME 20x20 Ø 5-5 B 500 T 6x2,20 UNE-EN 10080. Incluso piezas de acero UNE-EN 10025 S275JR tipo Omega, en posición invertida, laminado en caliente, con recubrimiento galvanizado, 1 kg/m², para el apoyo de las placas en los huecos del forjado, alambre de atar y separadores. El precio incluye la elaboración de la ferralla (corte, doblado y conformado de elementos) en taller industrial y el montaje en el lugar definitivo de su colocación en obra, pero no incluye los apoyos ni los pilares.”

	Medición (m ²)	Precio unitario (€/m ²)	Total (€)
Partida 6.1	2129,91	66,35	141.319,5

3.6.2 Partida 6.2: Solado de terrazo.

“Solado de baldosas de terrazo micrograno (menor o igual a 6 mm), clasificado de uso normal para interiores, 40x40 cm, color Marfil, colocadas a golpe de maceta sobre lecho de mortero de cemento, industrial, M-5 y rejuntadas con lechada de cemento blanco BL-V 22,5 coloreada con la misma tonalidad de las baldosas.”

	Medición (m ²)	Precio unitario (€/m ²)	Total (€)
Partida 6.2	1.086,26	27,20	29.546,3

3.6.3 Partida 6.3: Subtotal Capítulo 6

	Importe (€)
Partida 6.1	141.319,5
Partida 6.2	29.546,3
Subtotal	170.865,8

3.7. PRESUPUESTO DE EJECUCIÓN MATERIAL (PEC)

	Importe (€)
Capítulo 1: Acondicionamiento del terreno	1962,4
Capítulo 2: Cimentaciones	16.233,3
Capítulo 3: Estructuras metálicas	134.643,2
Capítulo 4: Fachadas	53.007,5
Capítulo 5: Cubierta	58.039,2
Capítulo 6: Forjado y Solado	170.865,8
Total	434.751,4

3.8. PRESUPUESTO DE EJECUCIÓN POR CONTRATA

	Importe (€)
Presupuesto de ejecución material (PEM)	434.751,4
Gastos generales 13%	56.517,7
Beneficio industrial 6%	3.391,1
Presupuesto de ejecución por contrata (PEC)	494.660,2

El presupuesto de ejecución por contrata asciende a cuatrocientos noventa y cuatro mil seiscientos sesenta euros con veinte céntimos.

3.9. PRESUPUESTO BASE DE LICITACIÓN

	Importe (€)
Presupuesto de ejecución por contrata (PEC)	494.660,2
IVA 21%	103.878,6
Presupuesto base de licitación	598.538,8

El presupuesto base de licitación asciende a quinientos noventa y ocho mil quinientos treinta y ocho euros con ochenta céntimos.

3.10. ANÁLISIS DEL PRESUPUESTO

Como podemos observar en los porcentajes mostrados a continuación, el grueso del presupuesto del presente proyecto se encuentra en el capítulo del forjado y solado(39,3%), ya que las losas alveolares son el elemento más costoso del proyecto. En segundo lugar, la estructura metálica presenta una parte importante del coste de dicha edificación (31%). Tanto la cubierta como las fachadas tienen un peso económico similar. Por último encontraríamos las cimentaciones y acondicionamiento del terreno, este último es el capítulo con menos relevancia económica en el presupuesto.

CAPÍTULO	% DEL PRESUPUESTO
Acondicionamiento del terreno	0,5
Cimentaciones	3,7
Estructuras metálicas	31
Fachadas y particiones	12,2
Cubierta	13,3
Forjado y Solado	39,3

Tabla 24. % del presupuesto por capítulo

Seguidamente, se muestra un diagrama donde se puede observar de forma más visual el previo análisis.

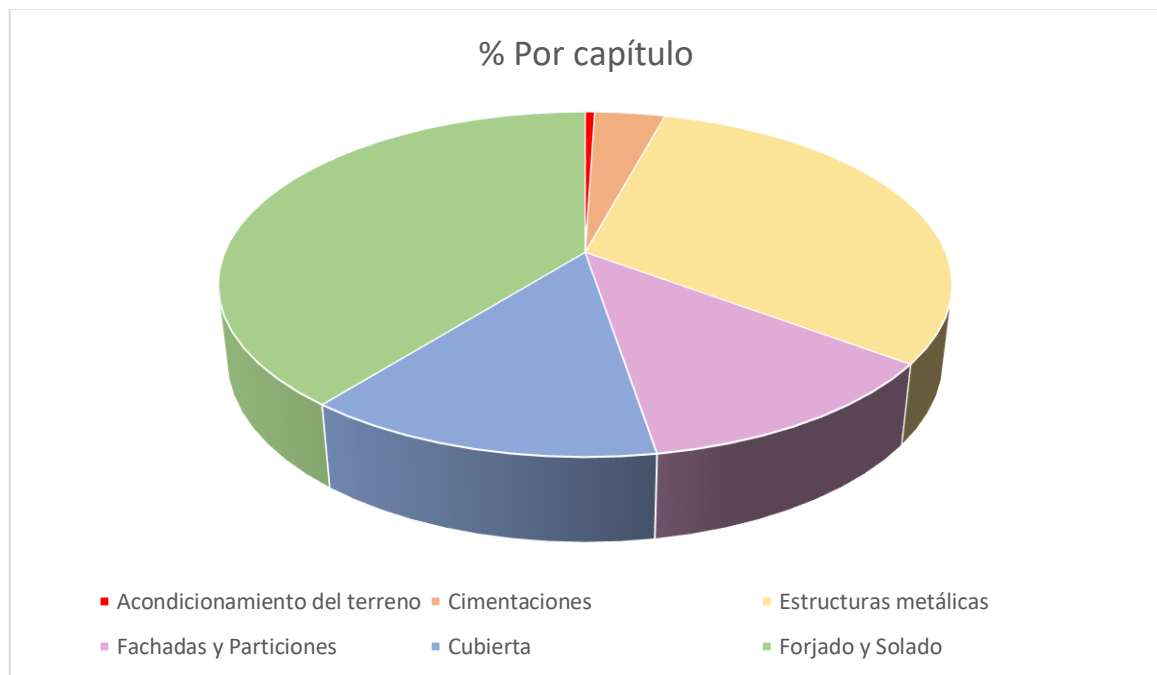


Figura 35. Diagrama de los porcentajes que componen el presupuesto.


4. PLANOS




1:4500

1:2000

TRABAJO FINAL DE GRADO EN INGENIERIA EN TECNOLOGIAS INDUSTRIALES



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA



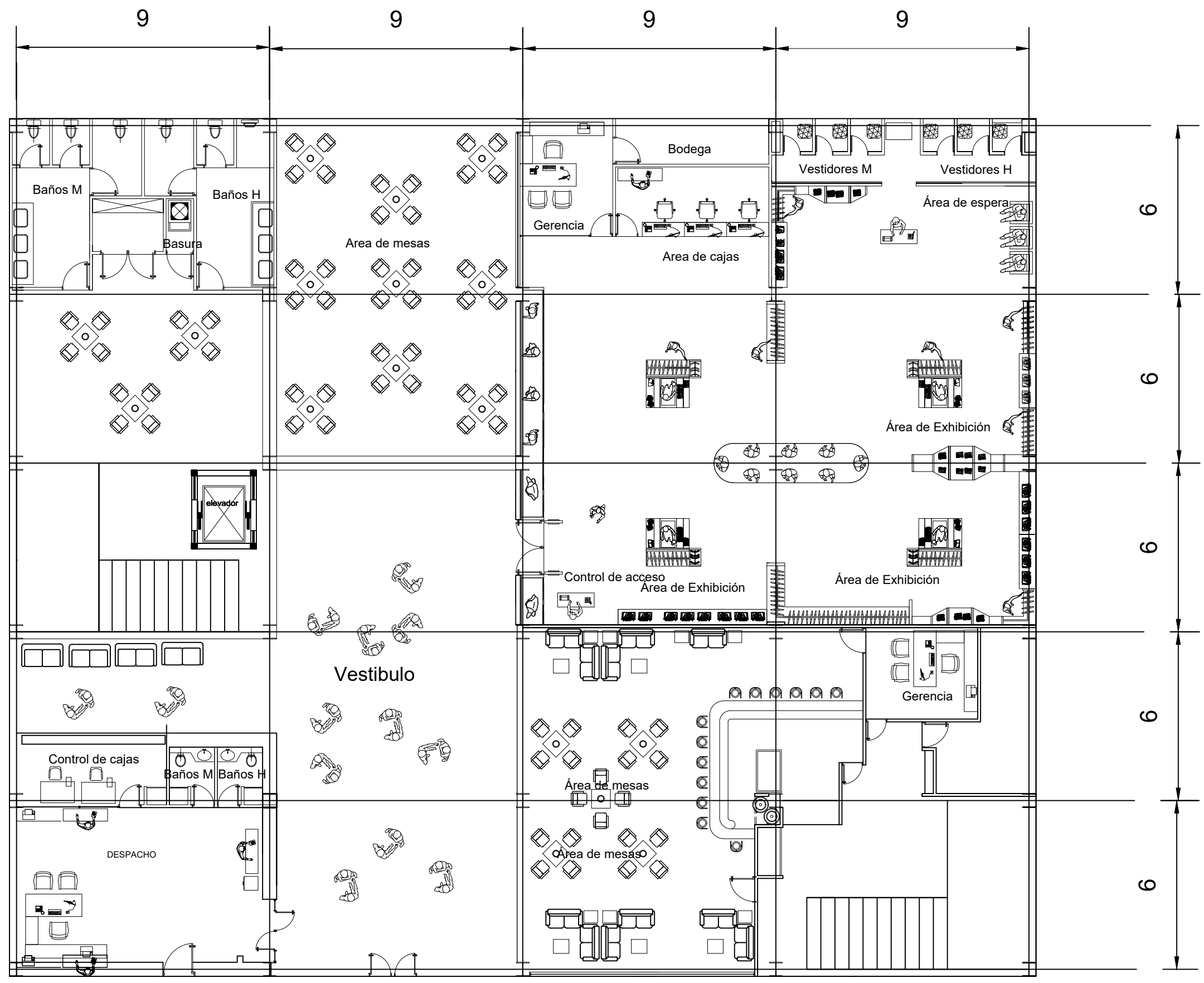
ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR INGENIEROS INDUSTRIALES VALENCIA

Proyecto: Diseño y cálculo de la estructura portante de un edificio de dos alturas, situado en Onda (Castellón)



Plano: Plano de situación
 Autor: Nayara Antón Aznar

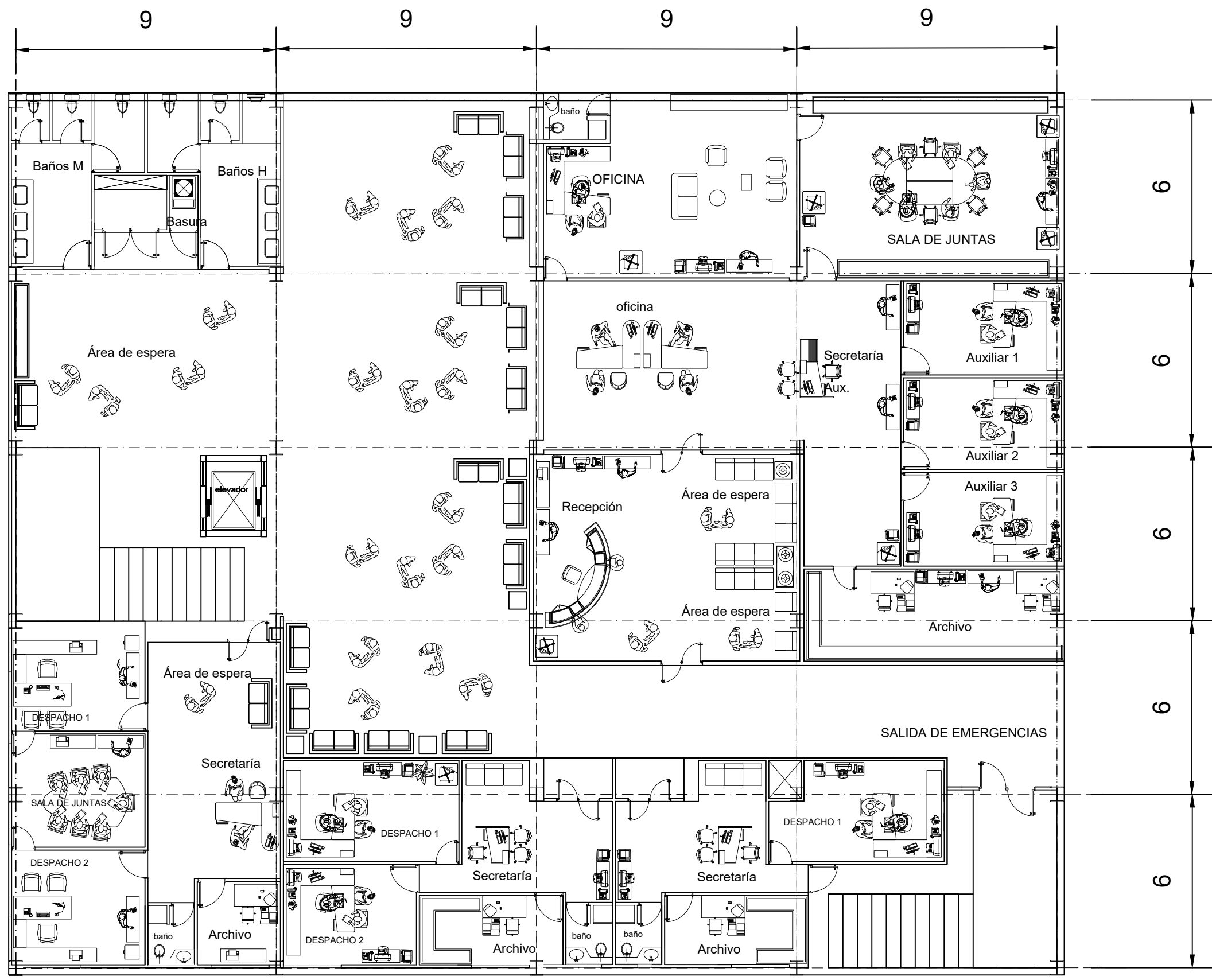
Fecha: Mayo 2019
 Escala: Varias

Nº Plano: **1**





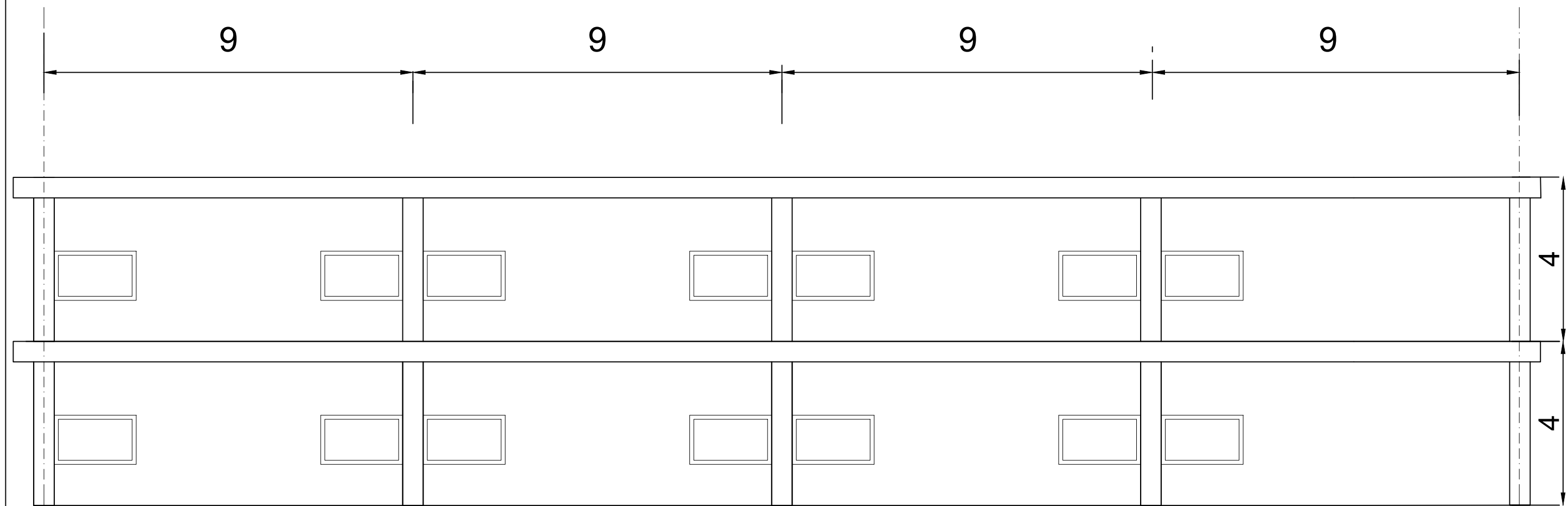
Cotas en metros

TRABAJO FINAL DE GRADO EN INGENIERIA EN TECNOLOGIAS INDUSTRIALES  UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA  ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS INDUSTRIALES VALENCIA	Proyecto: Diseño y cálculo de la estructura portante de un edificio de dos alturas, situado en Onda (Castellón)	Plano: Distribución en planta, planta baja	Fecha: Mayo 2019	Nº Plano: 2
		Autor: Nayara Antón Aznar	Escala: 1:150	





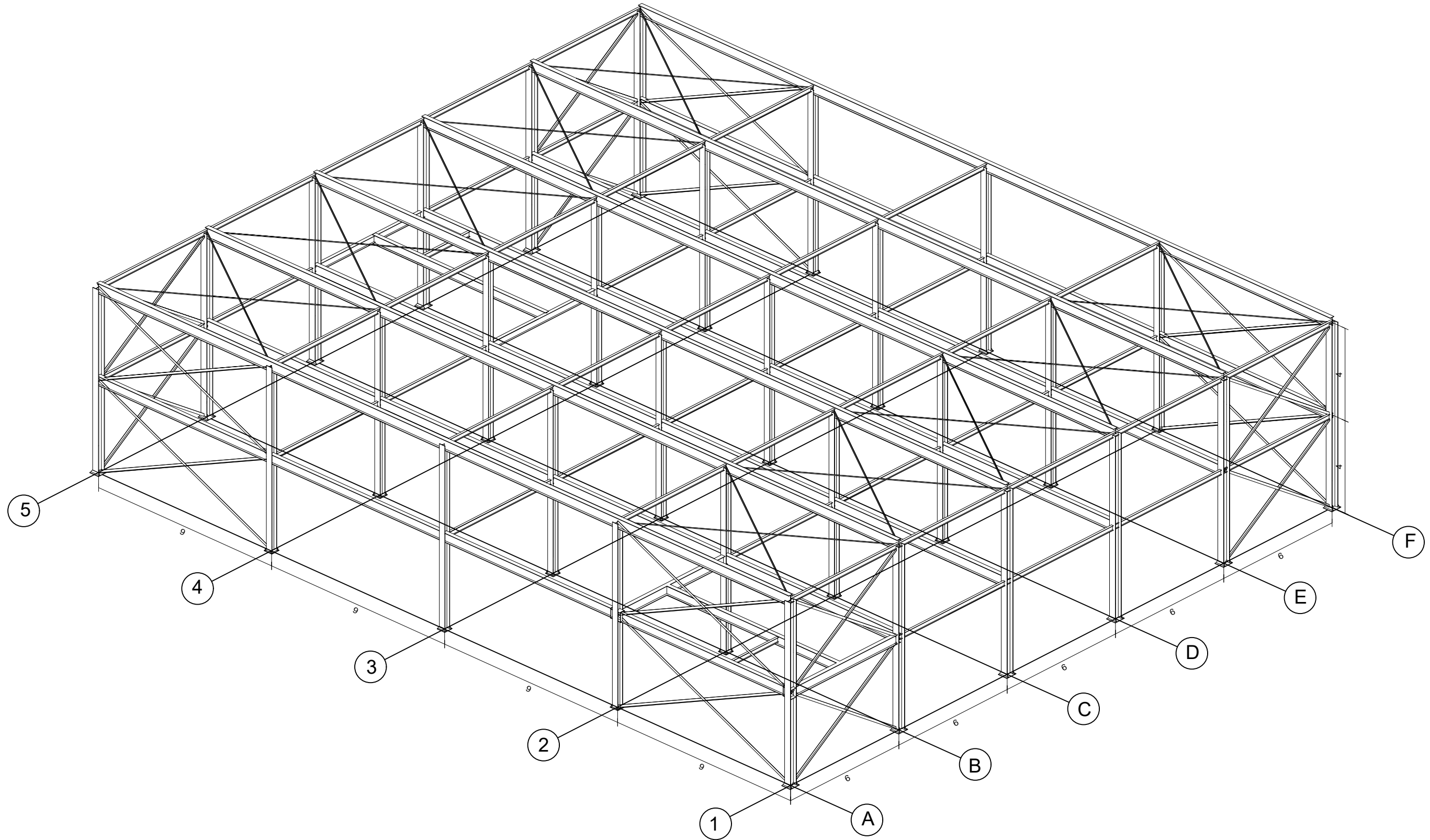
Cotas en metros

TRABAJO FINAL DE GRADO EN INGENIERIA EN TECNOLOGIAS INDUSTRIALES  UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA  ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR INGENIEROS INDUSTRIALES VALENCIA	Proyecto: Diseño y cálculo de la estructura portante de un edificio de dos alturas, situado en Onda (Castellón)	Plano: Distribución en planta, primera planta	Fecha: Mayo 2019	Nº Plano: 3
		Autor: Nayara Antón Aznar	Escala: 1:150	




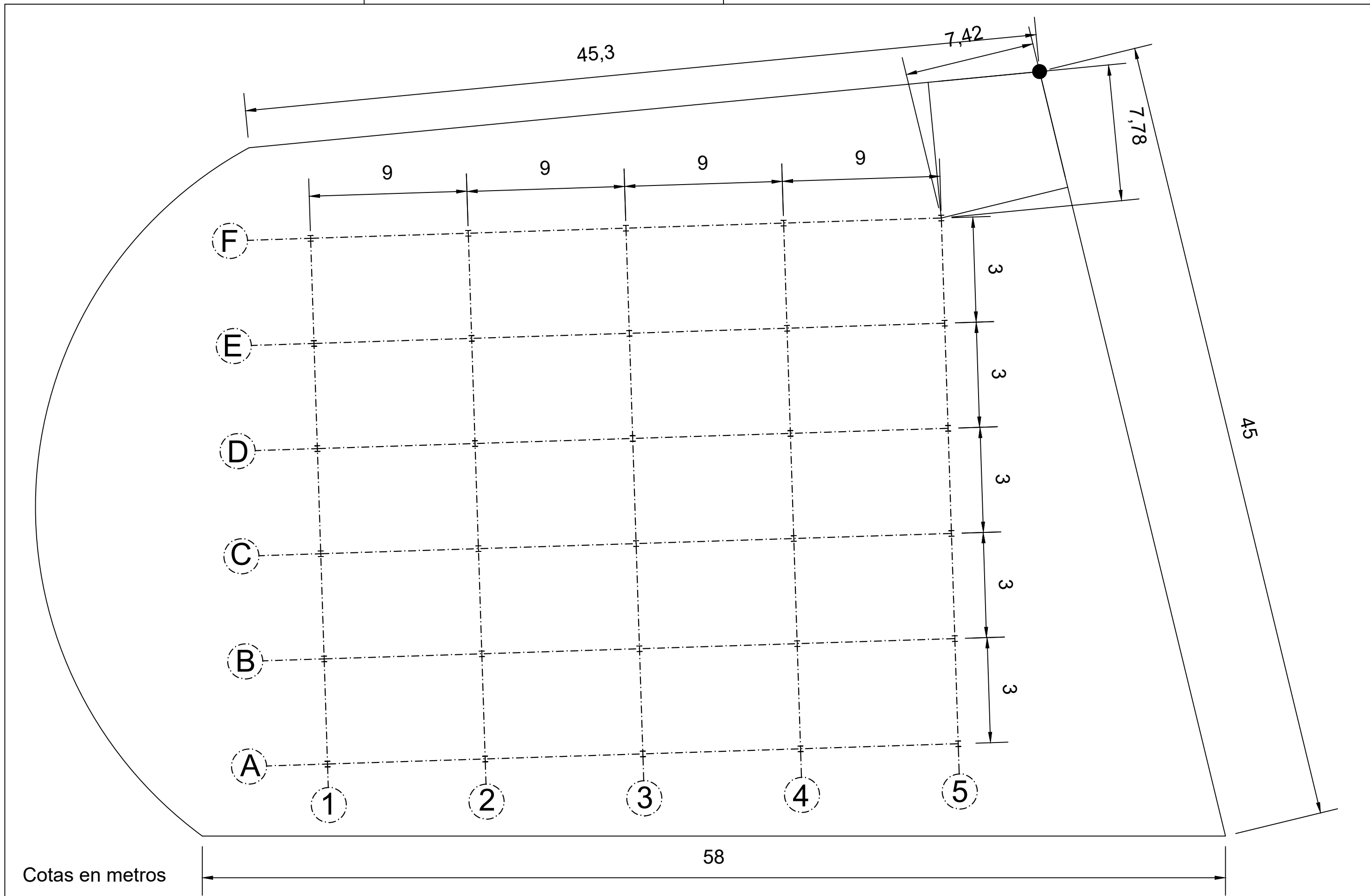
Cotas en metros

TRABAJO FINAL DE GRADO EN INGENIERÍA EN TECNOLOGÍAS INDUSTRIALES  UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA  ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR INGENIEROS INDUSTRIALES VALENCIA	Proyecto: Diseño y cálculo de la estructura portante de un edificio de dos alturas, situado en Onda (Castellón)	Plano: Alzado	Fecha: Mayo 2019	Nº Plano: 4
		Autor: Nayara Antón Aznar	Escala: S/E	



Cotas en metros

 UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR INGENIEROS INDUSTRIALES VALENCIA	Proyecto: Diseño y cálculo de la estructura portante de un edificio de dos alturas, situado en Onda (Castellón)	Plano: Vista 3D de la estructura	Fecha: Mayo 2019	Nº Plano: 5
		Autor: Nayara Antón Aznar	Escala: 1:150	



Cotas en metros

TRABAJO FINAL DE GRADO EN INGENIERIA EN TECNOLOGIAS INDUSTRIALES



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA



ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS INDUSTRIALES VALENCIA

Proyecto: Diseño y cálculo de la estructura portante de un edificio de dos alturas, situado en Onda (Castellón)

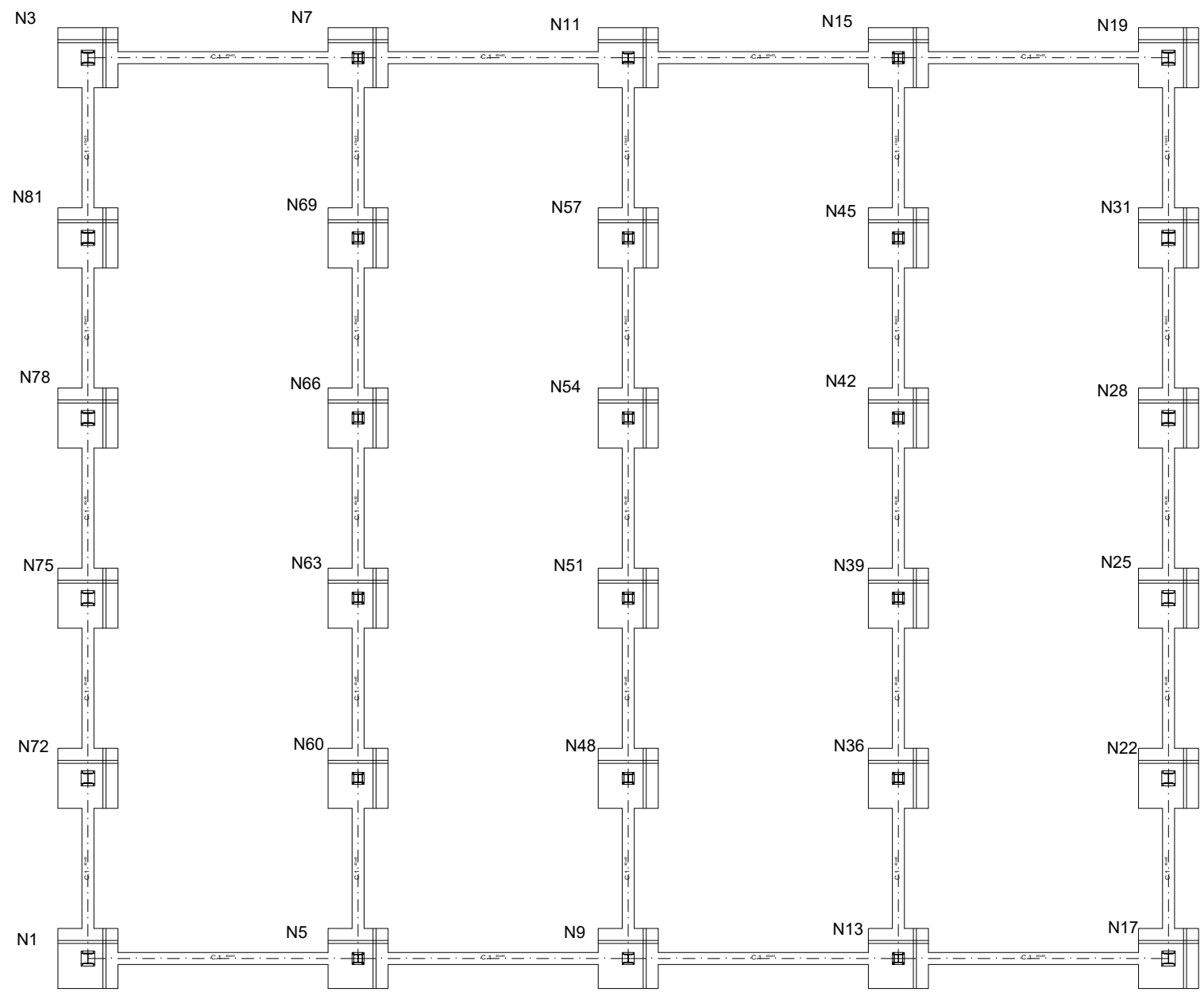
Plano: Replanteo

Autor: Nayara Antón Aznar

Fecha: Mayo 2019

Escala: 1:200

Nº Plano: 6



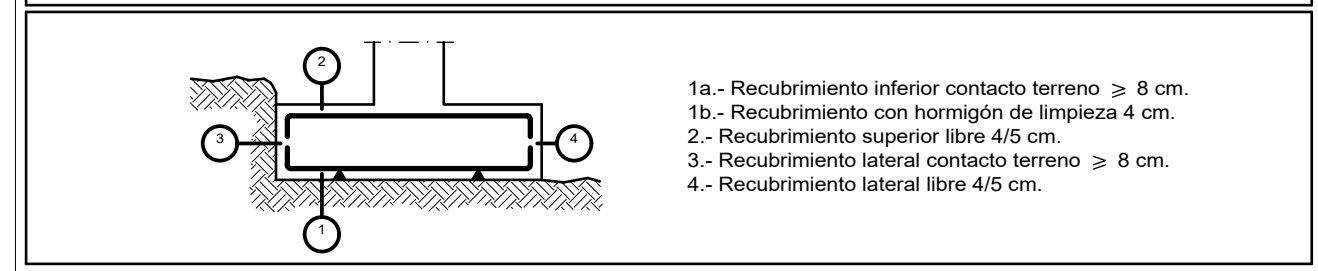
Características de los materiales - Zapatas de cimentación

Materiales	Hormigón					Acero		
	Control		Características			Control		Características
Elemento Zona/Planta	Nivel Control	Coef. Ponde.	Tipo	Consistencia	Tamaño máx. árido	Nivel Control	Coef. Ponde.	Tipo
Zapatas	Estadístico	$\gamma_c=1.50$	HA-25	Blanda	20 mm	Normal	$\gamma_s=1.15$	B500S
Vigas de atado	Estadístico	$\gamma_c=1.50$	HA-25	Blanda	20 mm	Normal	$\gamma_s=1.15$	B500S
Ejecución (Acciones)	Normal	$\gamma_G=1.35$ $\gamma_Q=1.50$	Adaptado a la Instrucción EHE					
Exposición/ambiente	Terreno	Terreno protegido u hormigón de limpieza			I	IIa	IIb	IIIa
Recubrimientos nominales (mm)	80	Ver Exposición/Ambiente			30	35	40	45

Notas

- Control Estadístico en EHE, equivale a control normal
- Solapes según EHE
- El acero utilizado deberá estar garantizado con un distintivo reconocido: Sello CIETSID, CC-EHE, ...

Recubrimientos nominales



Datos geotécnicos

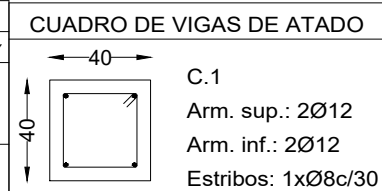
- Tensión admisible del terreno considerada = 0,2MPa (2,039Kg/cm2)
 - Tipo de terreno: arena densa

Cuadro de arranques

Referencias	Pernos de Placas de Anclaje	Dimensión de Placas de Anclaje
N1, N3, N17, N19, N22, N25, N28, N31, N72, N75, N78 y N81	4 Pernos $\varnothing 20$	Placa base (450x500x18)
N5, N7, N13, N15, N36, N39, N42, N45, N48, N51, N54, N57, N60, N63, N66 y N69	4 Pernos $\varnothing 16$	Placa base (400x400x15)
N9 y N11	4 Pernos $\varnothing 20$	Placa base (400x400x18)

CUADRO DE ELEMENTOS DE CIMENTACIÓN

Referencias	Dimensiones (cm)	Canto (cm)	Armado inf. X	Armado inf. Y	Armado sup. X	Armado sup. Y
N1, N3, N5, N7, N9, N11, N13, N15, N17, N19, N22, N25, N28, N31, N72, N75, N78 y N81	200x200	70	11 \varnothing 12c/17	11 \varnothing 12c/17	11 \varnothing 12c/17	11 \varnothing 12c/17
N36, N39, N42, N45, N48, N51, N54, N57, N60, N63, N66 y N69	200x200	70	11 \varnothing 12c/17	11 \varnothing 12c/17	11 \varnothing 12c/17	11 \varnothing 12c/17



TRABAJO FINAL DE GRADO EN INGENIERIA EN TECNOLOGÍAS INDUSTRIALES

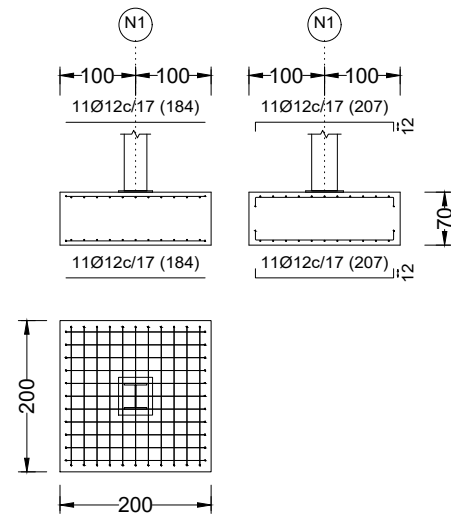
UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA
 ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS INDUSTRIALES VALENCIA

Proyecto: Diseño y cálculo de la estructura portante de un edificio de dos alturas, situado en Onda (Castellón)

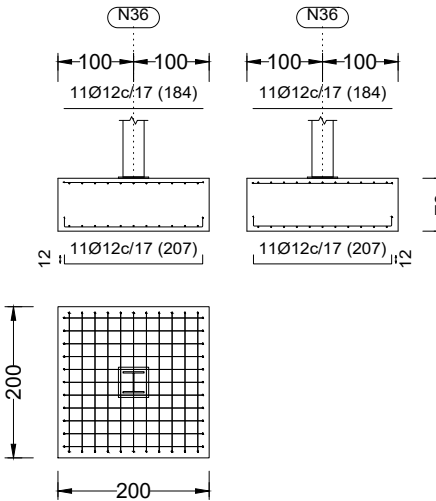
Plano: Cimentación
 Autor: Nayara Antón Aznar

Fecha: Mayo 2019
 Escala: 1:200
 Nº Plano: 7

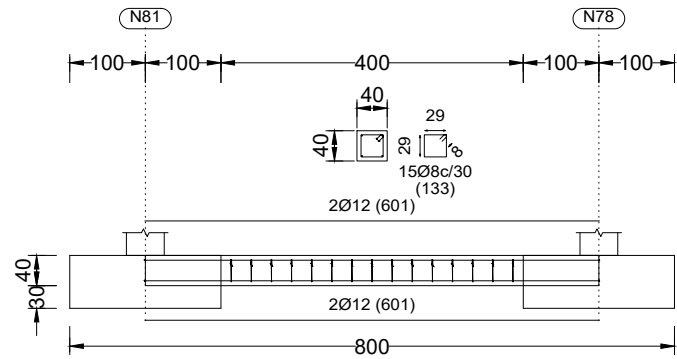
N1, N3, N5, N7, N9, N11, N13, N15, N17, N19, N22, N25, N28, N31, N72, N75, N78 y N81



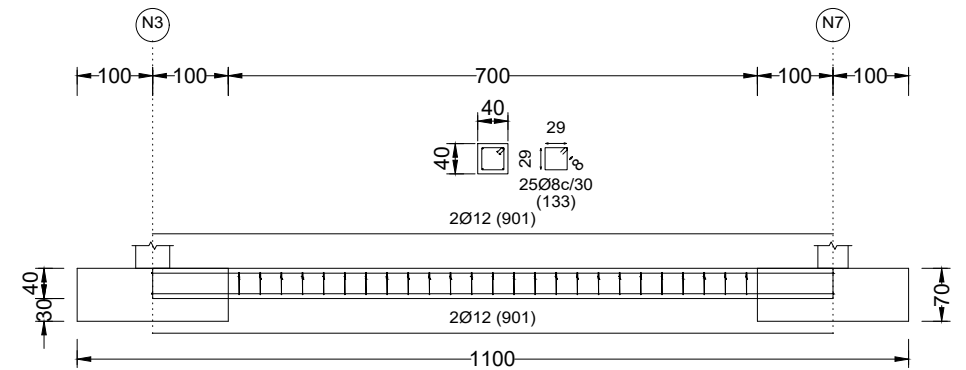
N36, N39, N42, N45, N48, N51, N54, N57, N60, N63, N66 y N69



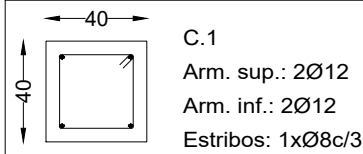
C.1 [N81-N78], C.1 [N31-N19], C.1 [N31-N28], C.1 [N36-N13], C.1 [N69-N7], C.1 [N57-N11], C.1 [N81-N3], C.1 [N78-N75], C.1 [N28-N25], C.1 [N39-N36], C.1 [N51-N48], C.1 [N42-N39], C.1 [N75-N72], C.1 [N45-N15], C.1 [N66-N63], C.1 [N25-N22], C.1 [N45-N42], C.1 [N48-N9], C.1 [N69-N66], C.1 [N63-N60], C.1 [N60-N5], C.1 [N72-N1], C.1 [N57-N54], C.1 [N22-N17] y C.1 [N54-N51]



C [N3-N7], C [N7-N11], C [N11-N15], C [N15-N19], C [N1-N5], C [N5-N9], C [N9-N13] y C [N13-N17]

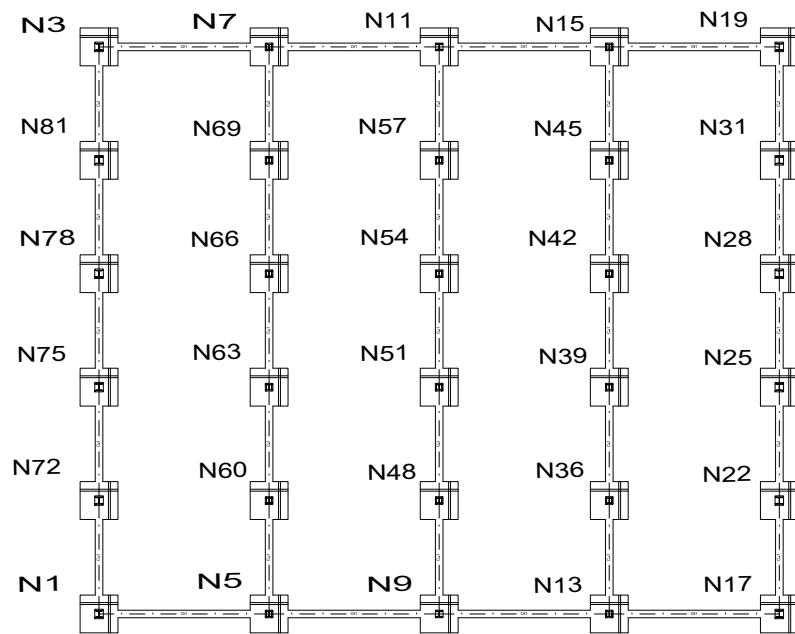


CUADRO DE VIGAS DE ATADO



CUADRO DE ELEMENTOS DE CIMENTACIÓN

Referencias	Dimensiones (cm)	Canto (cm)	Armado inf. X	Armado inf. Y	Armado sup. X	Armado sup. Y
N1, N3, N5, N7, N9, N11, N13, N15, N17, N19, N22, N25, N28, N31, N72, N75, N78 y N81	200x200	70	11Ø12c/17	11Ø12c/17	11Ø12c/17	11Ø12c/17
N36, N39, N42, N45, N48, N51, N54, N57, N60, N63, N66 y N69	200x200	70	11Ø12c/17	11Ø12c/17	11Ø12c/17	11Ø12c/17



Cotas en centímetros

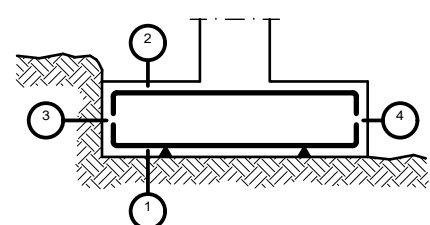
Características de los materiales - Zapatas de cimentación

Materiales	Hormigón					Acero		
	Control		Características			Control		Características
Elemento Zona/Planta	Nivel Control	Coef. Ponde.	Tipo	Consistencia	Tamaño máx. árido	Nivel Control	Coef. Ponde.	Tipo
Zapatas	Estadístico	$\gamma_c=1.50$	HA-25	Blanda	20 mm	Normal	$\gamma_s=1.15$	B500S
Vigas de atado	Estadístico	$\gamma_c=1.50$	HA-25	Blanda	20 mm	Normal	$\gamma_s=1.15$	B500S
Ejecución (Acciones)	Normal	$\gamma_G=1.35$ $\gamma_Q=1.50$	Adaptado a la Instrucción EHE					
Exposición/ambiente	Terreno	Terreno protegido u hormigón de limpieza			I	IIa	IIb	IIIa
Recubrimientos nominales (mm)	80	Ver Exposición/Ambiente			30	35	40	45

Notas

- Control Estadístico en EHE, equivale a control normal
- Solapes según EHE
- El acero utilizado deberá estar garantizado con un distintivo reconocido: Sello CIETSID, CC-EHE, ...

Recubrimientos nominales



- 1a.- Recubrimiento inferior contacto terreno ≥ 8 cm.
- 1b.- Recubrimiento con hormigón de limpieza 4 cm.
- 2.- Recubrimiento superior libre 4/5 cm.
- 3.- Recubrimiento lateral contacto terreno ≥ 8 cm.
- 4.- Recubrimiento lateral libre 4/5 cm.

Datos geotécnicos

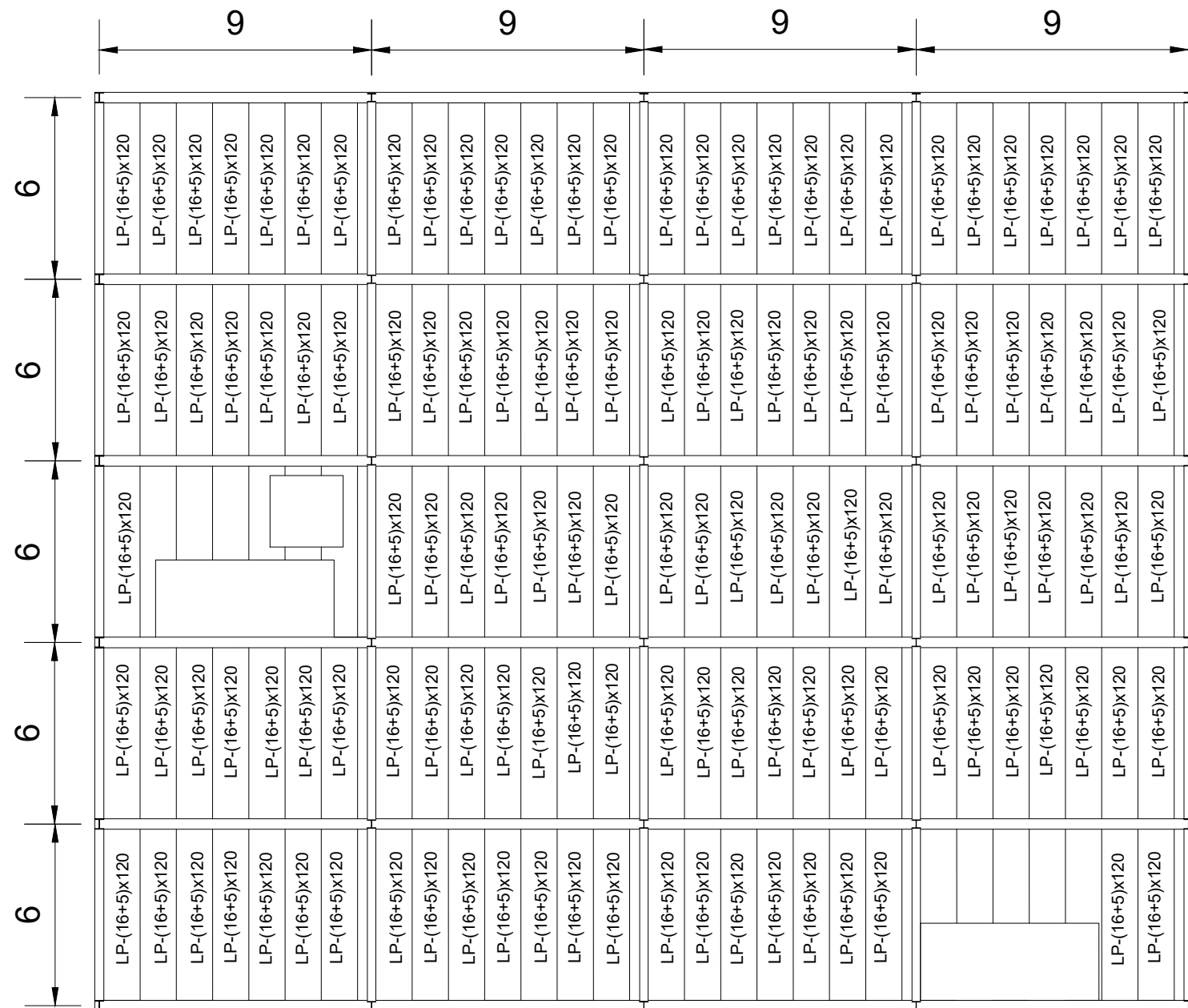
- Tensión admisible del terreno considerada = 0,2MPa (2,039Kg/cm2)
- Tipo de terreno: arena densa

TRABAJO FINAL DE GRADO EN INGENIERÍA EN TECNOLOGÍAS INDUSTRIALES

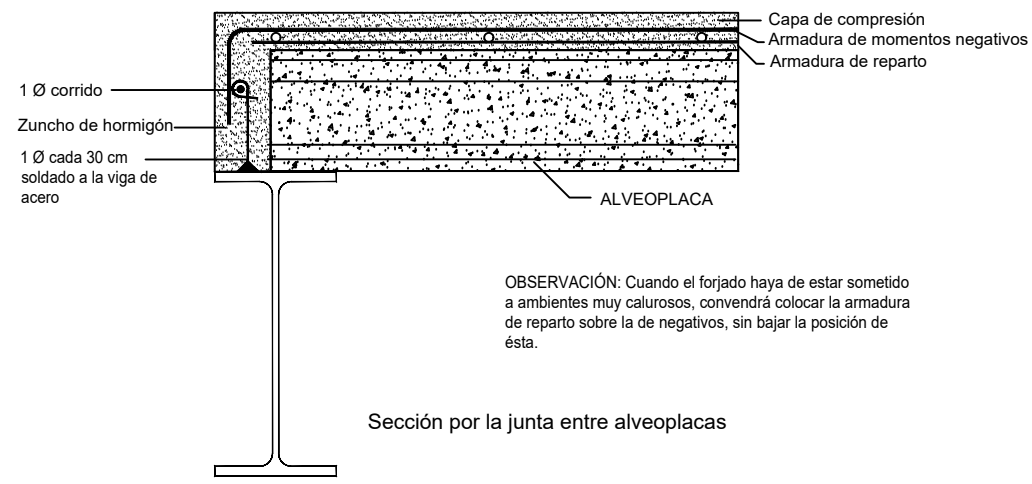
Proyecto: Diseño y cálculo de la estructura portante de un edificio de dos alturas, situado en Onda (Castellón)

Plano: Cimentación. Detalles.
 Autor: Nayara Antón Aznar

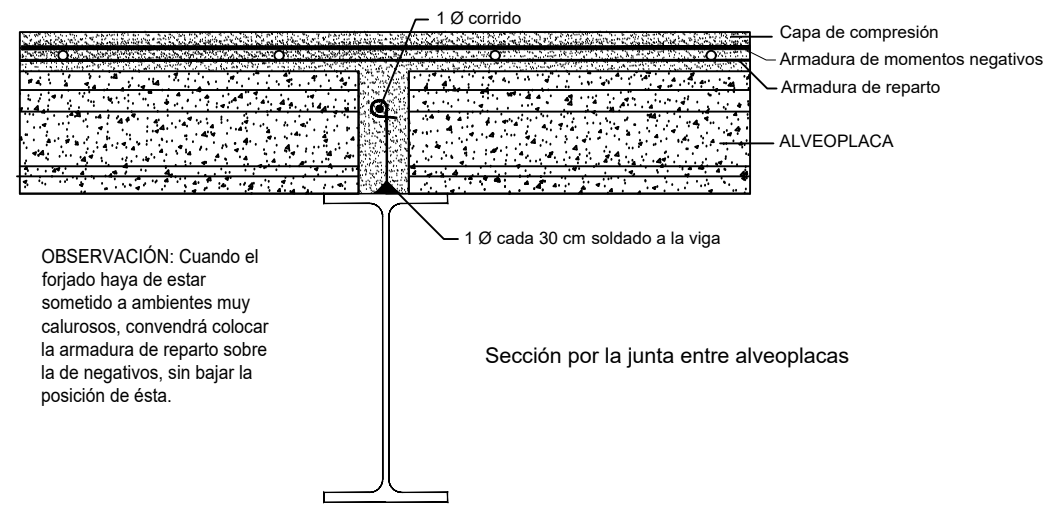
Fecha: Mayo 2019
 Escala: 1:100
 Nº Plano: 8



Canto del forjado: 16 cm
 Espesor de la capa de compresión: 5cm
 Ancho de la placa: 120 cm
 Hormigón de la placa: HP-40
 Acero de negativo: B500S
 Peso propio: 3,75kN/m²



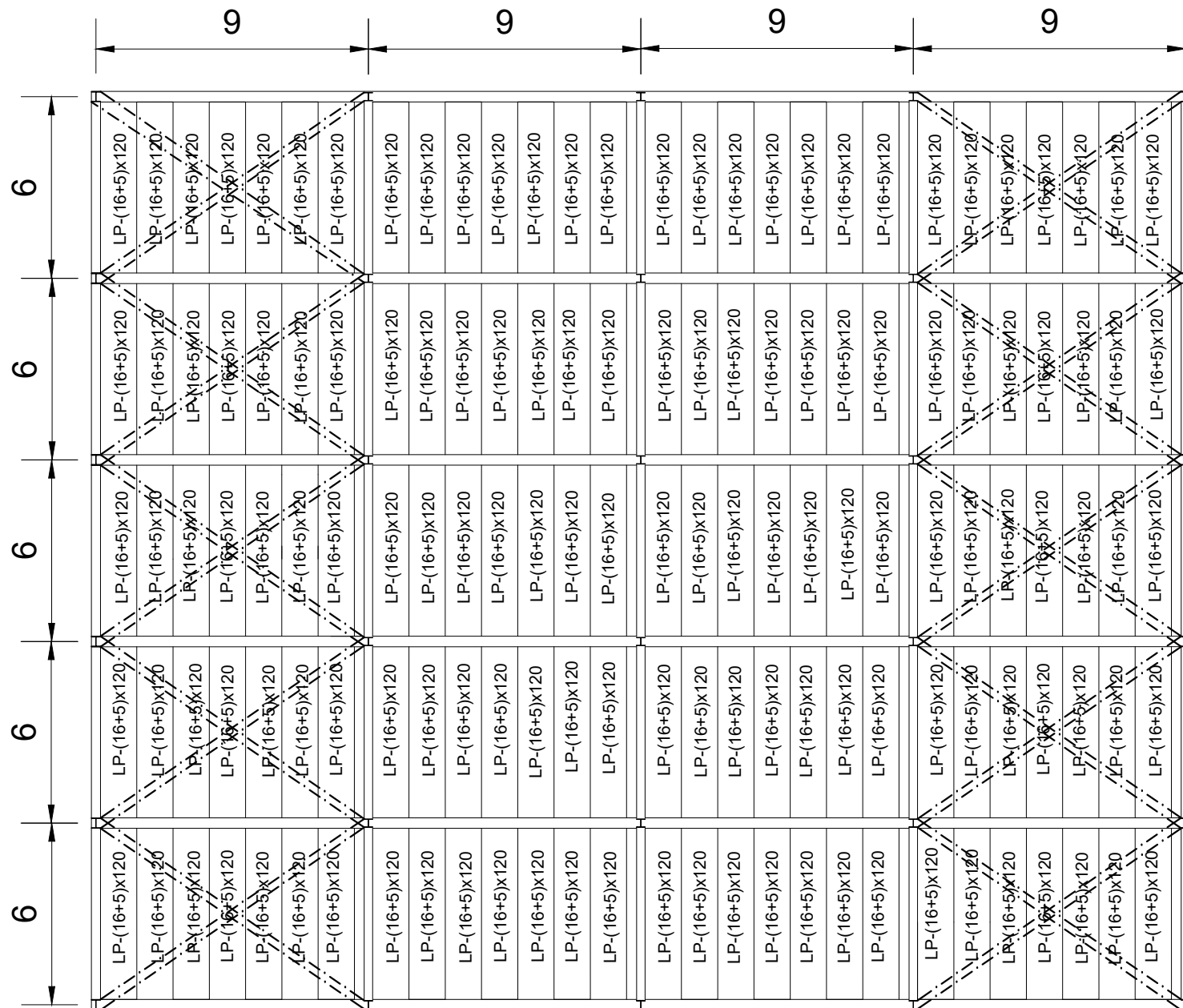
APOYO EXTERIOR SOBRE ALA SUPERIOR DE VIGA DE ACERO
 FORJADO DE ALVEOPLACA CON CAPA DE COMPRESIÓN



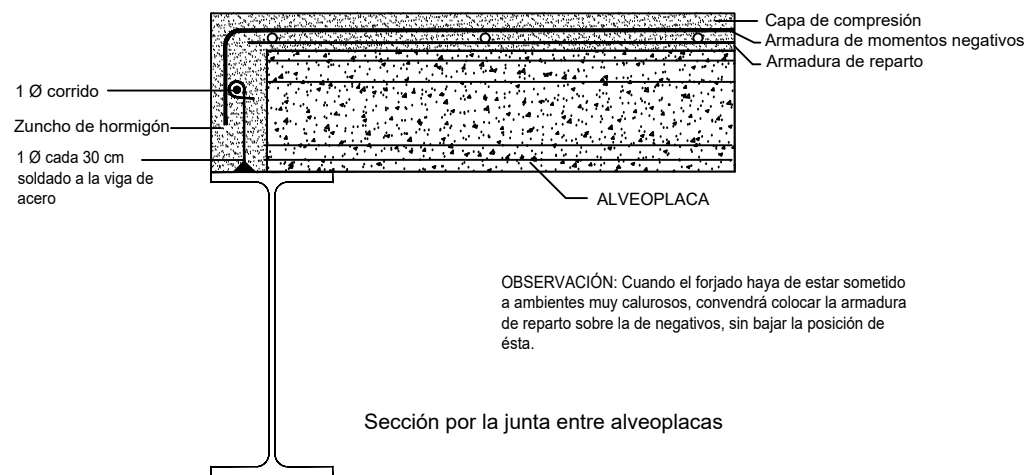
APOYO INTERIOR SOBRE ALA SUPERIOR DE VIGA DE ACERO
 FORJADO DE ALVEOPLACA CON CAPA DE COMPRESIÓN

Cotas en metros

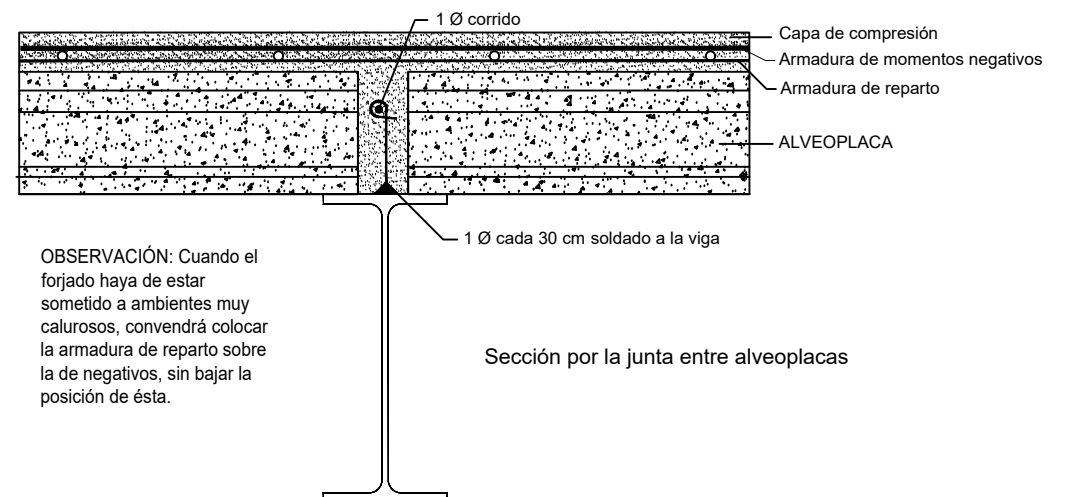
	Proyecto: Diseño y cálculo de la estructura portante de un edificio de dos alturas, situado en Onda (Castellón)	Plano: Forjado primera planta	Fecha: Mayo 2019	Nº Plano: 9
		Autor: Nayara Antón Aznar	Escala: 1:200	



Canto del forjado: 16 cm
 Espesor de la capa de compresión: 5cm
 Ancho de la placa: 120 cm
 Hormigón de la placa: HP-40
 Acero de negativo: B500S
 Peso propio: 3,75kN/m2



APOYO EXTERIOR SOBRE ALA SUPERIOR DE VIGA DE ACERO
 FORJADO DE ALVEOPLACA CON CAPA DE COMPRESIÓN



APOYO INTERIOR SOBRE ALA SUPERIOR DE VIGA DE ACERO
 FORJADO DE ALVEOPLACA CON CAPA DE COMPRESIÓN

Cotas en metros

TRABAJO FINAL DE GRADO EN INGENIERIA EN TECNOLOGIAS INDUSTRIALES
 UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA
 ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS INDUSTRIALES VALENCIA

Proyecto: Diseño y cálculo de la estructura portante de un edificio de dos alturas, situado en Onda (Castellón)

Plano: Forjado azotea

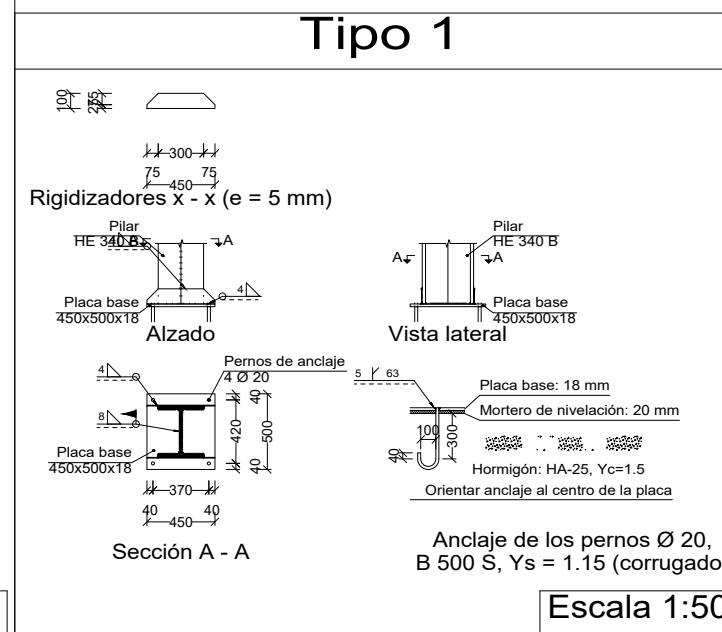
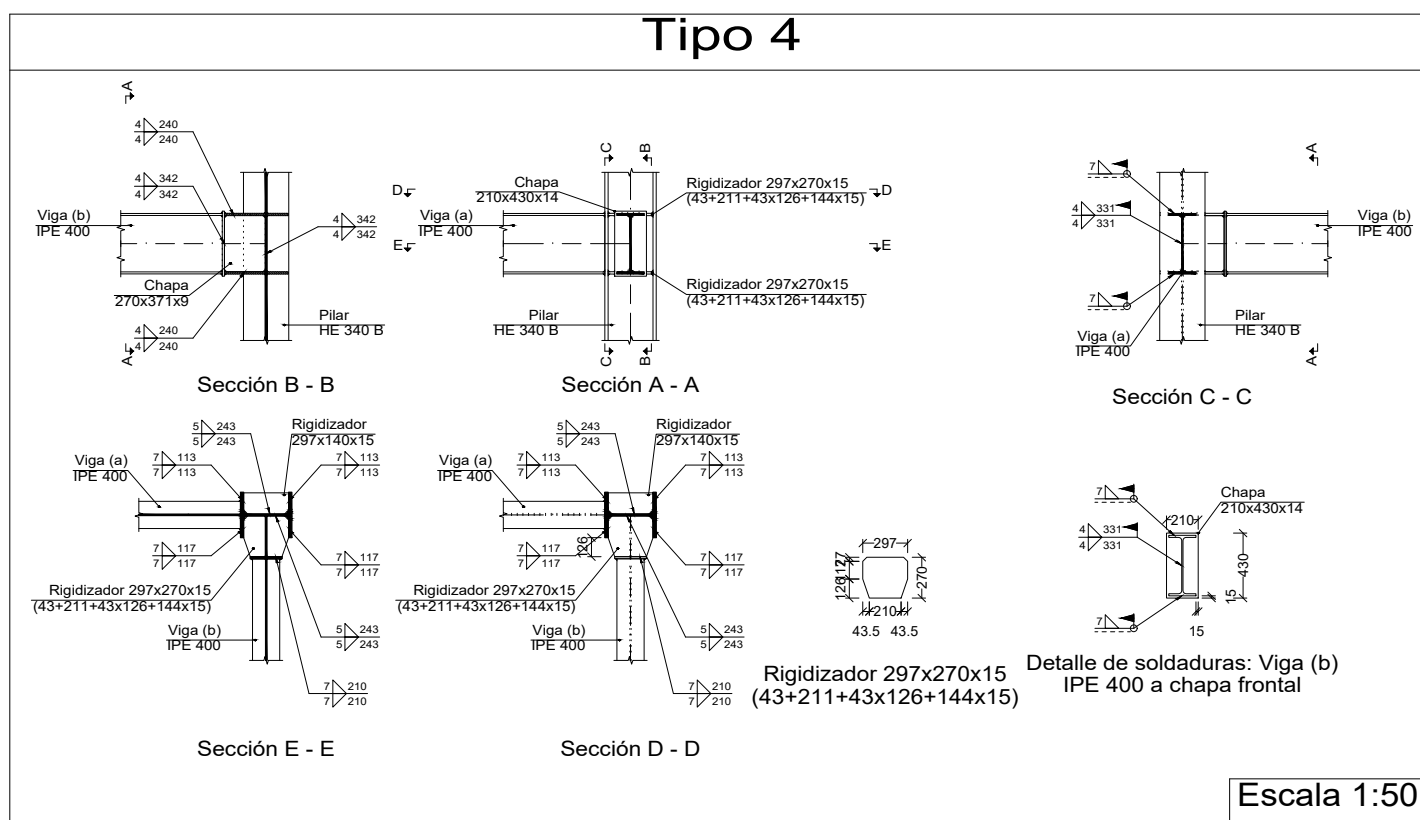
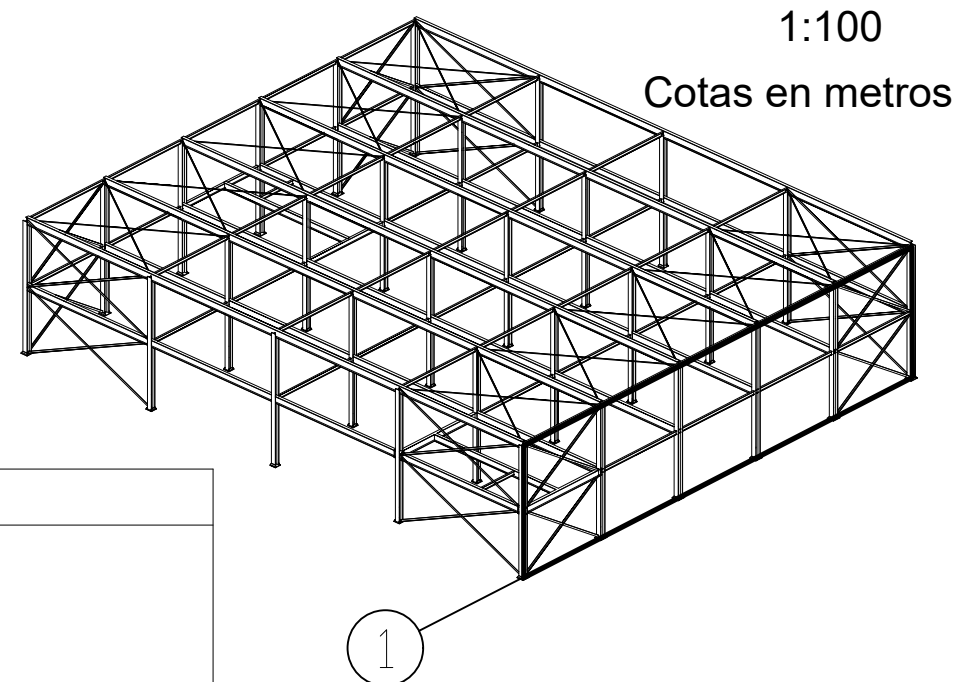
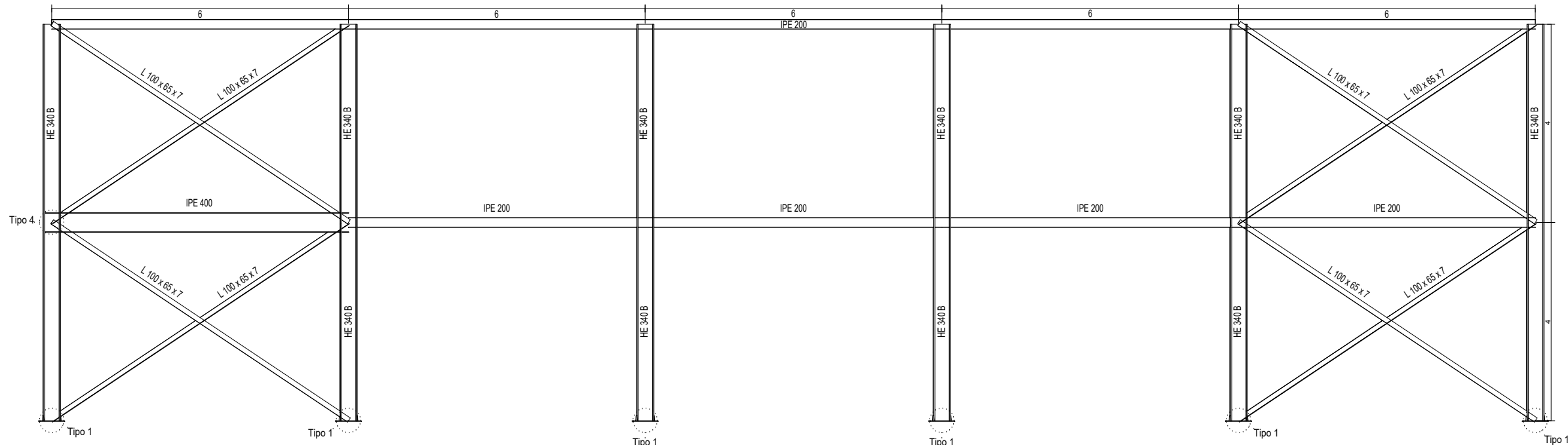
Autor: Nayara Antón Aznar

Fecha: Mayo 2019

Escala: 1:150

Nº Plano:

10



Norma de acero laminado: CTE DB SE-A
Acero laminado: S275

Cotas en milímetros

TRABAJO FINAL DE GRADO EN INGENIERIA EN TECNOLOGÍAS INDUSTRIALES

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR INGENIEROS INDUSTRIALES VALENCIA

Proyecto: Diseño y cálculo de la estructura portante de un edificio de dos alturas, situado en Onda (Castellón)

Plano: Pórtico de fachada, alineación 1

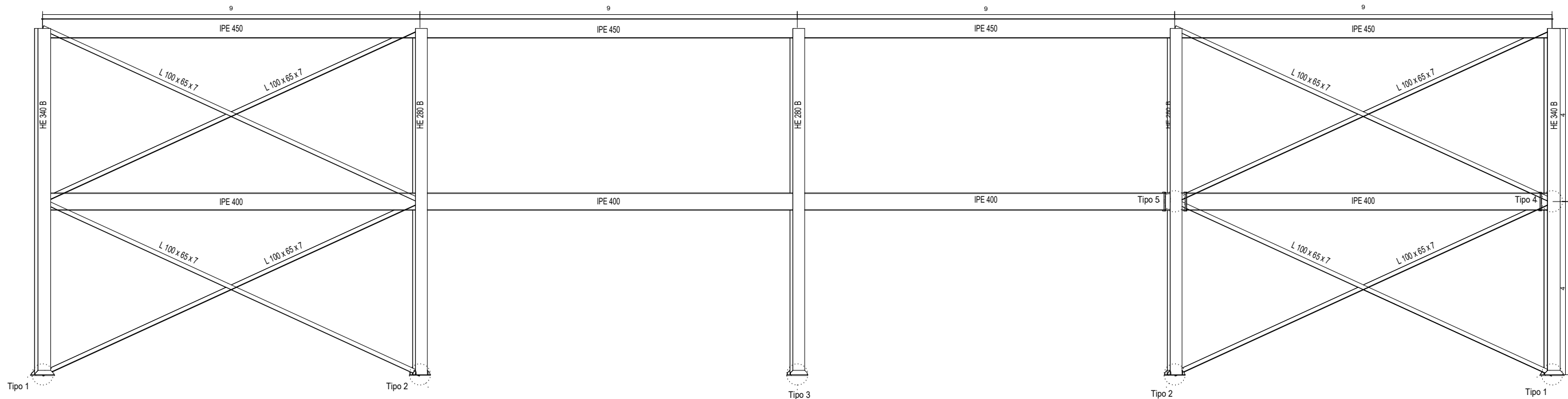
Autor: **Nayara Antón Aznar**

Fecha: **Mayo 2019**

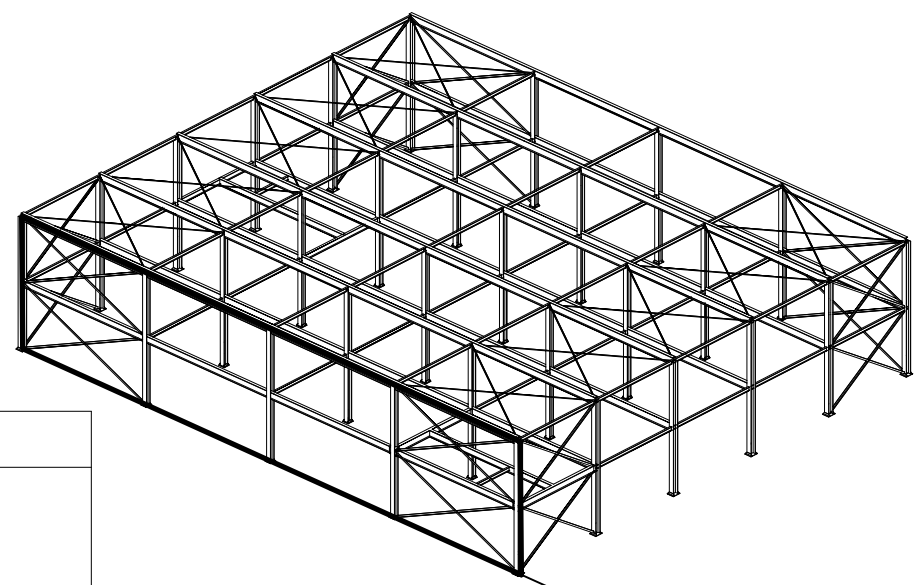
Escala: **Varias**

Nº Plano:

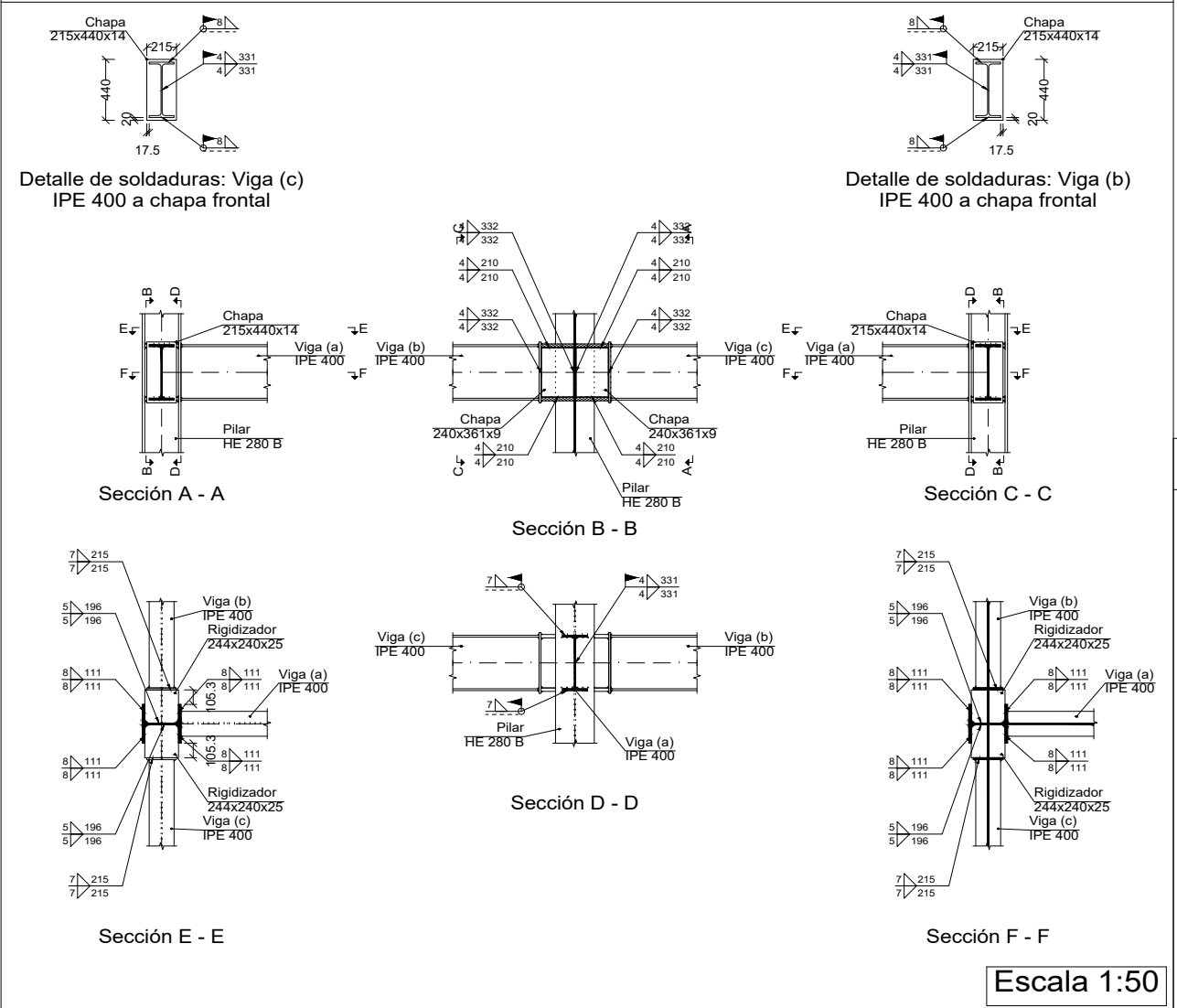
11



1:100
Cotas en metros

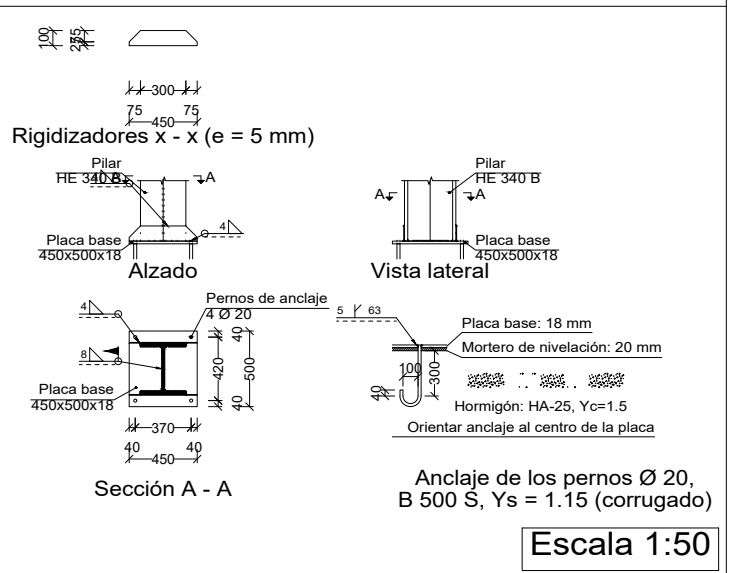


Tipo 5



Escala 1:50

Tipo 1



Escala 1:50

Cotas en milímetros

Norma de acero laminado: CTE DB SE-A
Acero laminado: S275

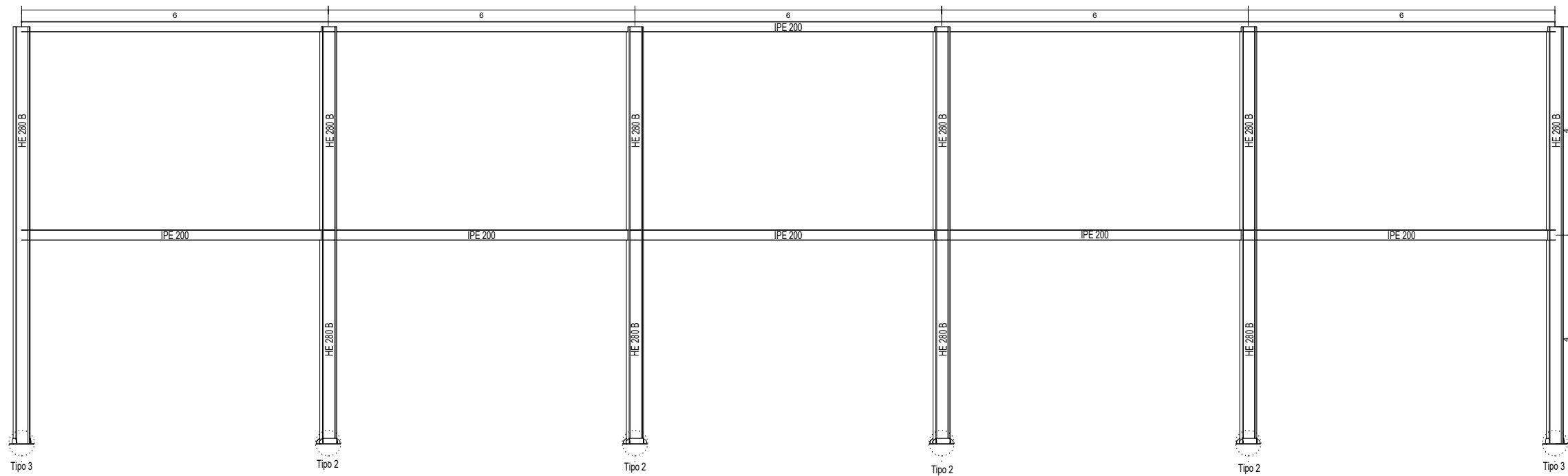
TRABAJO FINAL DE GRADO EN INGENIERIA EN TECNOLOGIAS INDUSTRIALES

Proyecto: Diseño y cálculo de la estructura portante de un edificio de dos alturas, situado en Onda (Castellón)

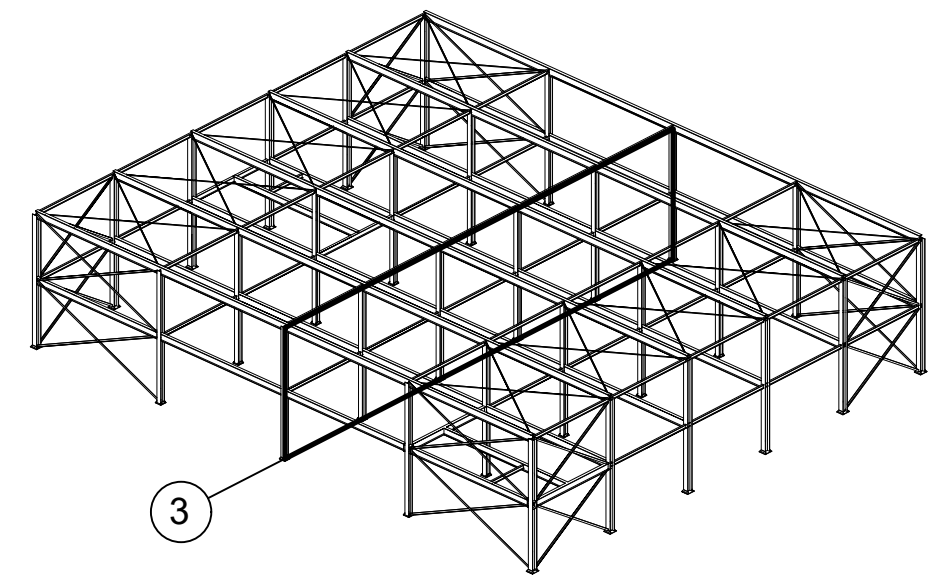
Plano: Pórtico de fachada lateral, alineación A
 Autor: Nayara Antón Aznar

Fecha: Mayo 2019
 Escala: Varias

Nº Plano: 12



1:100
Cotas en metros



Norma de acero laminado: CTE DB SE-A
Acero laminado: S275

Tipo 2		Tipo 3	
	<p>Anclaje de los pernos Ø 16, B 500 S, Ys = 1.15 (corrugado)</p>		<p>Anclaje de los pernos Ø 20, B 500 S, Ys = 1.15 (corrugado)</p>
	<p>Escala 1:20</p>		<p>Escala 1:20</p>

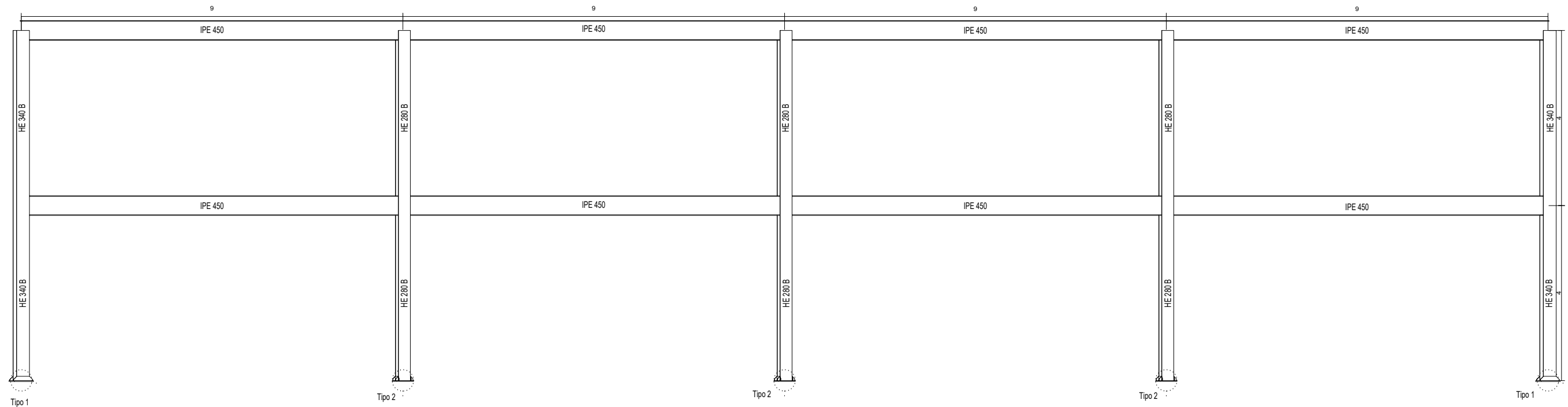
Cotas en milímetros

TRABAJO FINAL DE GRADO EN INGENIERIA EN TECNOLOGÍAS INDUSTRIALES

Proyecto: Diseño y cálculo de la estructura portante de un edificio de dos alturas, situado en Onda (Castellón)

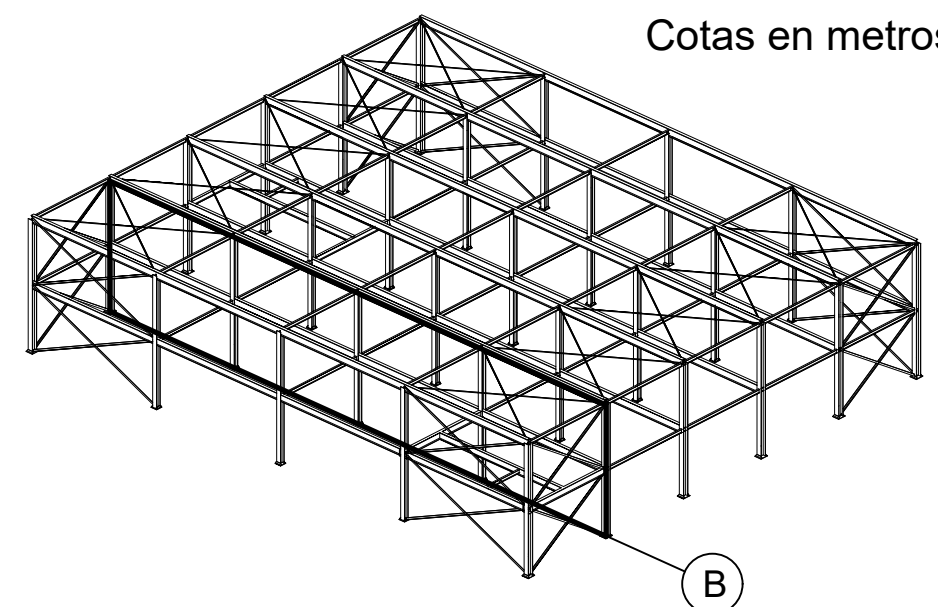
Plano: Pórtico interior, alineación 3
Autor: Nayara Antón Aznar

Fecha: Mayo 2019
Escala: Varias
Nº Plano: 13



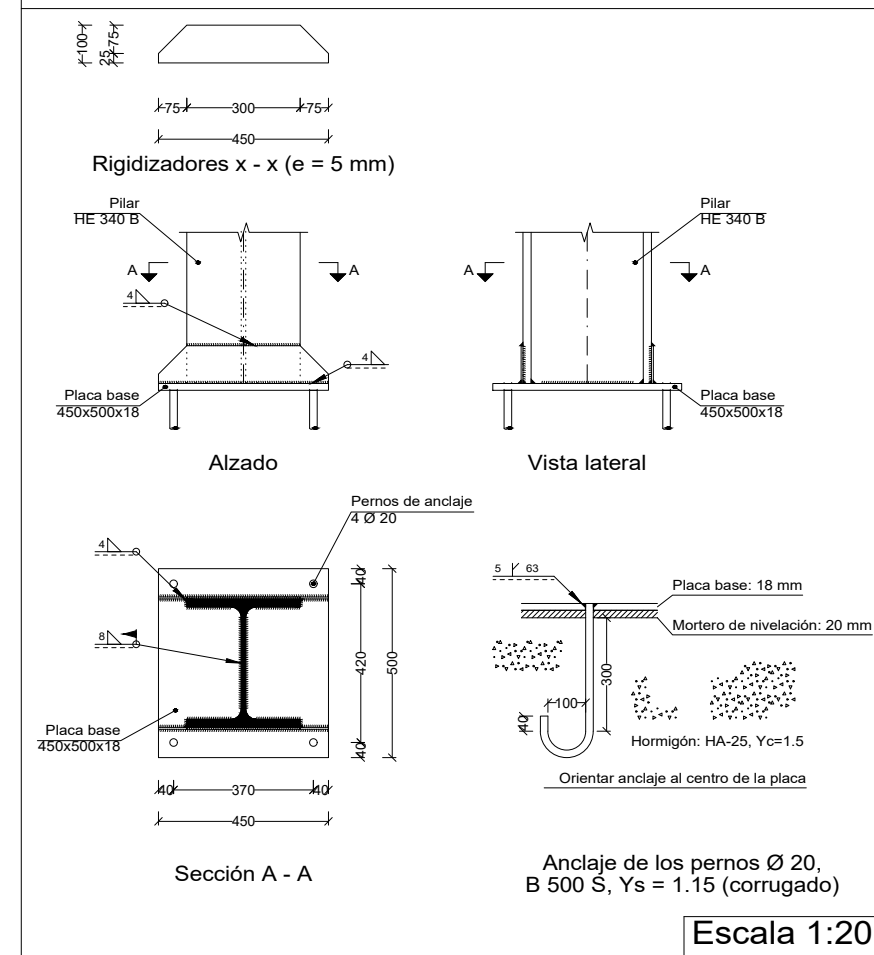
1:100

Cotas en metros



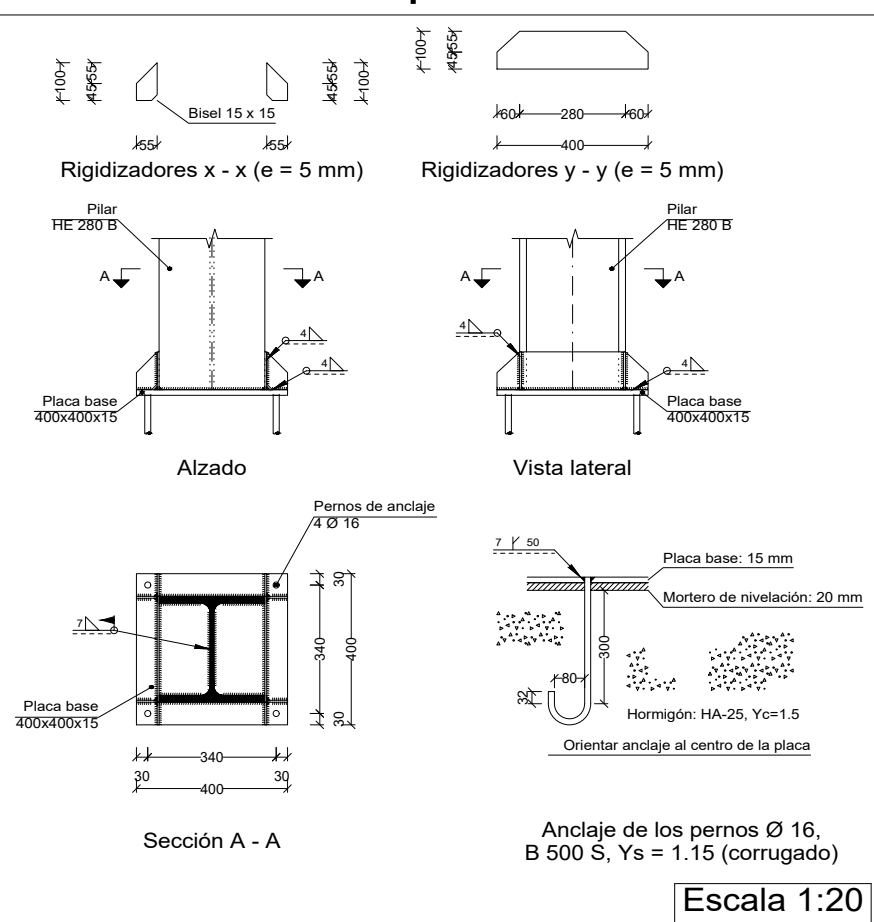
Norma de acero laminado: CTE DB SE-A
Acero laminado: S275

Tipo 1



Escala 1:20

Tipo 2



Escala 1:20

Cotas en milímetros

	Proyecto: Diseño y cálculo de la estructura portante de un edificio de dos alturas, situado en Onda (Castellón)	Plano: Pórtico interior, alineación B	Fecha: Mayo 2019	Nº Plano: 14
		Autor: Nayara Antón Aznar	Escala: Varias	